

## TREBALL FI DE CARRERA

### Títol

INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES DE  
COMPACTACIÓN EN LA PRESIÓN DE  
PRECONSOLIDACIÓN DE UN SUELO

### Autor/a

Antonio Bonilla Flores

### Tutor/a

Antoni Lloret Morancho

### Departament

Departament d'Enginyeria del terreny, Cartogràfica i Geofísica

### Codi

708-TES-EG-6107

### Data

Barcelona, 28 de juny del 2013





**Escola de Camins**

Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports  
UPC BARCELONATECH

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS,  
CANALS I PORTS DE BARCELONA  
ETSECCPB



Departament d'Enginyeria  
del Terreny, Cartogràfica i Geofísica

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

# INFLUENCIA DE LAS CONDICIONES DE COMPACTACIÓN EN LA PRESIÓN DE PRECONSOLIDACIÓN DE UN SUELO

TESINA FINAL DE CARRERA  
LICENCIATURA EN INGENIERÍA GEOLÓGICA

---

Presentada por: Antonio Bonilla Flores

Dirigida por: Antoni Lloret Morancho

---

Barcelona, junio del 2013





---

## RESUMEN

Tanto la densidad seca como la humedad de compactación influyen directamente en las características mecánicas del suelo compactado, así pues, el objetivo de este trabajo es establecer la relación entre los cambios volumétricos de un suelo compactado a distintas energías, e investigar cual es el efecto de estas variables en la presión de preconsolidación en estado saturado de un suelo compactado. Esta presión de preconsolidación es un parámetro básico para caracterizar el comportamiento de un suelo, y su conocimiento a partir de variables fácilmente conocidas puede ser de gran interés práctico. Pudiendo asociar estas variables a las condiciones climáticas y características exógenas según la región, y poder pronosticar la colapsabilidad o hinchamiento de una estructura antrópica como es el caso de un terraplén.

Para ello se ha compactado dinámicamente diferentes muestras de suelo con diversas energías y humedades iniciales. Estas muestras seguidamente eran saturadas sin carga y ensayadas en un edómetro de deformación continua hasta alcanzar una carga suficientemente alta como para poder definir bien su presión de preconsolidación. Durante estas operaciones se han realizado mediciones para poder controlar diversas variables de interés geotécnico.

El suelo elegido para este estudio es un limo de baja plasticidad utilizado en la construcción de la base poco compactada de un terraplén experimental, es decir, un terraplén para uso exclusivo de investigación. En particular este trabajo se enmarca en el estudio e investigación del comportamiento de los suelos no saturados, objeto de numerosos trabajos en las últimas décadas debido a las dificultades para la aplicación de la mecánica de suelos tradicional a los problemas geotécnicos que se plantean en materiales colapsables y susceptibles de cambios volumétricos importantes. Este trabajo de investigación es una continuación del estudio experimental de la tesina de master en ingeniería geotécnica realizada por Gómez, R (2009). Por lo tanto, se extraerán conclusiones comparativas con los resultados obtenidos en este estudio a partir de resultados anteriores obtenidos por el “Laboratoire Central des Ponts et Chaussées” (LCPC) (2007) y Gómez, R (2009).

Los resultados experimentales obtenidos sirven para entender la influencia de las condiciones de compactación en la presión de preconsolidación, pudiendo establecer patrones en función de la energía de compactación, densidad seca, succión y humedad. Estos resultados experimentales servirán en análisis e interpretaciones posteriores para la implementación y calibración de modelos de comportamiento elastoplástico de suelos no saturados.

---



---

## ABSTRACT

Both dry density and moisture content for compaction have a directly influence in mechanical characteristics of the compacted soil, therefore, the purpose of this work is to establish the relationship between the volumetric changes on a soil compacted at different compaction energies, researching as well the effect of these variables on the preconsolidation pressure in a saturated state of a compacted soil. The preconsolidation pressure is a basic parameter to characterize any soil's behavior, and its correlation based on variables easily measurable can be of practical interest, as it allows the association of these variables to the climate conditions and exogenous characteristics according to the region, and enables to forecast the collapsibility or swelling of an anthropic structure like an embankment.

To do so, there have been compacted dynamically different soil samples with different energies and initial humidities. These samples were then saturated without applying pressure and tested on a continuous deformation oedometer until battery power high enough to clearly define the preconsolidation pressure. During these operations, measurements have been made to control various geotechnical variables of interest.

Soil chosen for this study is a low plasticity silt utilized on the base construction of a loosely compacted embankment base layer of a test embankment, an embankment exclusively for research. This work has mainly focused on studying the behavior of unsaturated soils; a lot of research on these soils has been done in the last decades due to the difficulties to apply the conventional soil mechanics on collapsible materials susceptible to volumetric changes. This research work is a continuation of the experimental study undertaken by Gomez, R. (2009). Therefore, comparative conclusions will be made between the current results, outcome of the present work, and the previous results obtained by the "Laboratoire Central des Ponts et Chaussées" (LCPC) (2007) and Rodrigo Gómez (2009).

The experimental results obtained are useful to understand the influence of the compaction conditions on the preconsolidation pressure, enabling the development of patterns according to the energy compaction, dry density, suction and moisture content. These experimental results will be used in subsequent analyzes and interpretations for the implementation and calibration of elastic-plastic models on unsaturated soils.

---



---

## AGRADECIMIENTOS

Primero de todo, agradecer a mi tutor Antoni Lloret haberme guiado y dirigido en la realización de este trabajo de investigación en un campo tan complejo como es la geotecnia de suelos parcialmente saturados, y haberme hecho sentir un “privilegiado” por disponer de esta oportunidad de aprender, y poder atisbar lo difícil y laborioso que es realizar pequeños avances de investigación en geotecnia.

También mis más sinceros agradecimientos a los técnicos de laboratorio de mecánica de suelos José y Víctor, con los que he compartido muchas horas de laboratorio, guiándome y ayudándome en todo momento en el procedimiento de los ensayos que hasta el momento desconocía. Habiendo adquirido al final de esta campaña de ensayos unas buenas bases y nociones para desenvolverse en el laboratorio de geotecnia. Ha sido también de agradecer el compartir muchas horas de trabajo experimental (y el mismo suelo A-28) con mi compañera de laboratorio Evelyn Janeth Gómez. Por último, agradecer la ayuda desinteresada recibida por parte de los doctorantes Rodrigo Gómez y René Mora.

A todos ellos, mil gracias por haberme hecho sentir uno más dentro del “mundo” hasta entonces desconocido por mí, de la geotecnia de suelos parcialmente saturados.

Acabo los agradecimientos con un fragmento de una novela que escribió el autor irlandés Oscar Wilde, publicada en el Lippincott's Monthly Magazine el 20 de junio de 1890, titulada *El retrato de Dorian Gray*. Quizás un fragmento poco adecuado para una tesina en ingeniería pero que transmite las ganas de aprender que he tenido a lo largo de esta empresa y que tendré toda mi vida:

-¿Y dónde dejas el arte? -preguntó ella.  
-Es una enfermedad.  
-¿El amor?  
-Una ilusión.  
-¿La religión?  
-El sucedáneo elegante de la fe.  
-Eres un escéptico.  
-¡Jamás! El escepticismo es el comienzo de la fe.  
-¿Qué eres entonces?  
-Definir es limitar.

"El retrato de Dorian Gray"  
-Oscar Wilde-

---



---

# ÍNDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN.....	i
ABSTRACT.....	ii
AGRADECIMIENTOS .....	iii
1. Introducción .....	1
1.1 Antecedentes .....	1
1.2 Objetivos .....	1
1.3 Terraplén experimental de Rouen .....	2
1.3.1 Construcción del terraplén experimental.....	2
1.3.2 Proceso de inundación controlada de la base del terraplén .....	3
1.3.3 Muestras del suelo colapsable .....	4
2. Estado del arte. Suelos no saturados. ....	6
2.1 Suelos no saturados. Generalidades. ....	6
2.2 Concepto de succión en suelos no saturados.....	8
2.3 Estructura de los suelos no saturados compactados .....	10
2.4 Comportamiento volumétrico de suelos no saturados compactados. ....	13
3. Ensayos de laboratorio. Metodología.....	15
3.1 Descripción del suelo .....	15
3.2 Ensayo de compactación Proctor Normal .....	16
3.2.1 Introducción .....	16
3.2.2 Cambios en la compactación según la energía aplicada.....	19
3.2.3 Ensayos realizados del suelo A-28.....	20
3.3 Ensayo edométrico .....	21
3.3.1 Introducción .....	21
3.3.2 Curva de consolidación y curva edométrica.....	23
3.3.3 Obtención de índices de compresibilidad. $C_c$ y $C_s$ . ....	26
3.3.4 Cálculo de asientos.....	27
3.3.5 Consolidación. Coeficiente $C_v$ .....	27
3.3.6 Ensayos edométricos realizados en este estudio .....	30

---

---

4.	Resultados .....	32
4.1	Ensayos preliminares.....	32
4.1.1	Ensayo de compactación Proctor Normal (PN).....	32
4.1.2	Ensayos para evaluar el hinchamiento-colapso .....	33
4.2	Ensayos de compactación a distintas energías .....	35
4.3	Curva de retención .....	38
4.4	Ensayos edométricos a humedad constante. Compactación estática.....	40
4.5	Campaña de ensayos edométricos a carga continua.....	43
4.5.1	Ensayos edométricos saturados para el 100% PN.....	43
4.5.2	Ensayos edométricos saturados para el 75% PN.....	47
4.5.3	Ensayos edométricos saturados para el 50% PN.....	51
4.5.4	Ensayos edométricos para el 25% PN.....	57
5.	Recopilación y análisis de resultados.....	61
5.1	Estado final de las muestras .....	61
5.2	Relaciones entre parámetros.....	62
5.3	Caracterización de la presión de preconsolidación .....	66
6.	Resumen de conclusiones.....	69
7.	Líneas de trabajo abiertas .....	71
	Referencias bibliográficas .....	72

---







# **1. Introducción**

## **1.1 Antecedentes**

Actualmente, y cada vez más, en obra civil se precisa de un dimensionamiento óptimo y eficaz en sus construcciones. Para ello, es imprescindible poder caracterizar y modelizar todas las variables que intervienen en cada tipo de suelo, para obtener una larga vida útil con el mínimo mantenimiento, a un precio que se adecue al presupuesto estipulado y respetando todas las normativas. Es esencial poder llevar a cabo trabajos de investigación, para poder catalogar y “comprender” mejor los suelos susceptibles de cambios bruscos en su volumen en condiciones no saturadas, evitando riesgos relacionados con los cambios de saturación de un material que pueden producir cambios en la capacidad portante.

La presión de preconsolidación es la máxima tensión a la que ha sido sometido un suelo a lo largo de su historia geológica, este parámetro tiene un gran interés geotécnico, ya que define el estado del suelo y separa las deformaciones elásticas recuperables, de las deformaciones inelásticas irreversibles. Por lo tanto, su correcta determinación es fundamental para el análisis de la respuesta del suelo.

## **1.2 Objetivos**

El suelo utilizado en este trabajo pertenece a un terraplén experimental instrumentado, construido en las instalaciones del CER en Rouen (Francia), en este estudio, se determinará su comportamiento a partir de la influencia de las condiciones de compactación, obteniendo las variables de densidad seca y presión de preconsolidación en función de la energía de compactación y humedad inicial de compactación, analizando el efecto y correlaciones de estas variables con la succión presente en un suelo no saturado compactado, parámetro muy importante para predecir modelos de cálculo.

La metodología seguida para alcanzar estos objetivos ha sido:

- Revisión bibliográfica: continuación del estudio experimental tesina de master en ingeniería geotécnica realizada por Gómez, R (2009).
- Realización de ensayos de compactación dinámica con diversas energías y humedades.

- Obtención de la presión de preconsolidación en ensayos de consolidación uniaxial con carga continua.
- Análisis y comparación de resultados. Conclusiones.

## **1.3 Terraplén experimental de Rouen**

El material empleado en este trabajo de investigación pertenece a un limo colapsable tipificado como A-28 utilizado en la construcción de la base poco compactada de un terraplén instrumental construido con fines experimentales en las instalaciones del CER en Rouen (Francia) en 2004. El objeto de la realización de este experimento era el estudio del colapso de terraplenes de suelos limosos poco compactados en situaciones de inundación en su base.

### **1.3.1 Construcción del terraplén experimental**

En otoño del 2004 se llevó a cabo su construcción, un terraplén de 5,4 metros de altura, 21,2 metros de base y 5 metros de ancho de corona, con una longitud de 10 metros.

Primeramente se colocaron geomembranas para aislar el terraplén del suelo natural, y se puso una capa drenante y se construyó un sistema de drenajes longitudinales, para que en el limo a estudiar no se produjeran aumentos capilares a causa de las aguas superficiales antes de las inundaciones programadas.

La segunda fase de la construcción está comprendida por el primer tercio del terraplén, construido por el limo A-28, en dos capas intentando buscar un porcentaje de compactación del 80% del Proctor Normal, la primera compactación se realizó a 0,5 metros y la segunda a 1,80 metros con dos pasos del cargador de tambor, consiguiendo así una base poco compactada del limo A-28.

El resto del terraplén se construyó con un limo arenoso llamado SNEC, con una proporción de finos del 40% y un 13% de partículas arcillosas ( $<2\mu\text{m}$ ), siguiendo las normas francesas de compactación, realizando cuatro pasadas del compactador por capa de 0.3 metros de espesor.

Para finalizar, se realizaron dos rampas del 25% de pendiente con gravas disponibles en la misma instalación, para el acceso del terraplén. En la sección opuesta se construyeron

dos balsas, una a cada lado del terraplén, para las posteriores inundaciones programadas (ver figura 1).

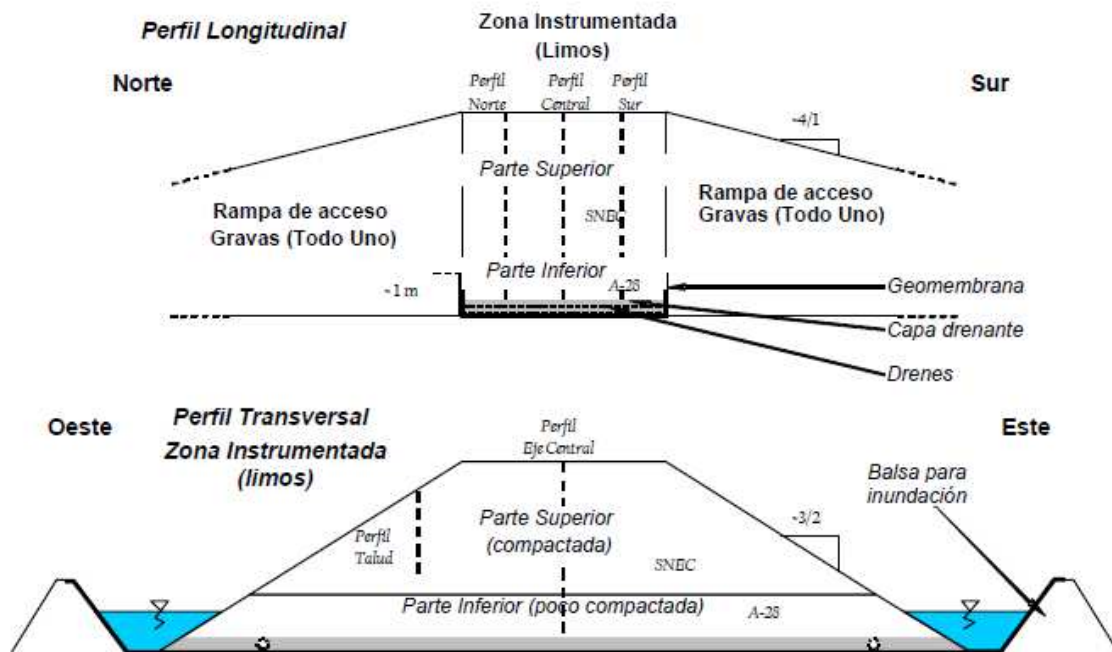


Figura 1: Representación esquemática del terraplén construido con el material utilizado en este trabajo de investigación. Gómez, R. (2009).

### 1.3.2 Proceso de inundación controlada de la base del terraplén

Al acabar la construcción del terraplén, se procedió a recopilar datos del comportamiento del terraplén sometido a las variaciones externas del clima durante un año. Antes de la inundación no se registraron cambios importantes en el contenido de agua, exceptuando la zona más débilmente compactada (de mayor susceptibilidad de asentamiento) que se encontraba entre 0,5 y 1,2 metros en la cual se determinó un asentamiento del 8%. Este importante asiento aumentó la densidad del suelo y redujo considerablemente su capacidad de colapso.

Posteriormente, se procedió a inundar, primeramente saturando la capa drenante, para llevar a cabo después el llenado de las balsas instaladas a los lados del terraplén con una altura de 1,4 metros. Determinando un asentamiento total bajo una carga vertical de ~100 kPa del 10% (+2%) en la capa anteriormente citada (es decir, antes de la inundación había alcanzado el 80% del asentamiento total). Seguidamente se vaciaron las balsas y se realizó un seguimiento de la variación del contenido de agua en el limo A-28.

Para finalizar, realizaron una segunda inundación, pero sólo en la balsa del lado oeste con una altura de 1,8 metros.

En la capa compactada del limo SNEC no se apreciaron deformaciones significativas, al igual que no se denotaron deformaciones horizontales.

### 1.3.3 Muestras del suelo colapsable

El suelo utilizado en este estudio, fue facilitado a la UPC por el “Laboratoire Central des Ponts et Chaussées” (LCPC). Se obtuvieron muestras inalteradas a partir de un bloque (Blq1) y una bolsa con material alterado proveniente de un sondeo realizado (ver figura 2), representativos del material en condiciones finales de la zona más débilmente compactada (de mayor susceptibilidad de asentamiento) que se encontraba entre 0,5 y 1,2 metros (material que estuvo afectado parcial o totalmente por la primera inundación). Así pues, el suelo utilizado en este trabajo es un limo de baja plasticidad catalogado con el nombre de A-28, con una proporción del 95% de material fino ( $<0.075\text{mm}$ ) y una proporción del 23% de partículas arcillosas (suelo fino colapsable).

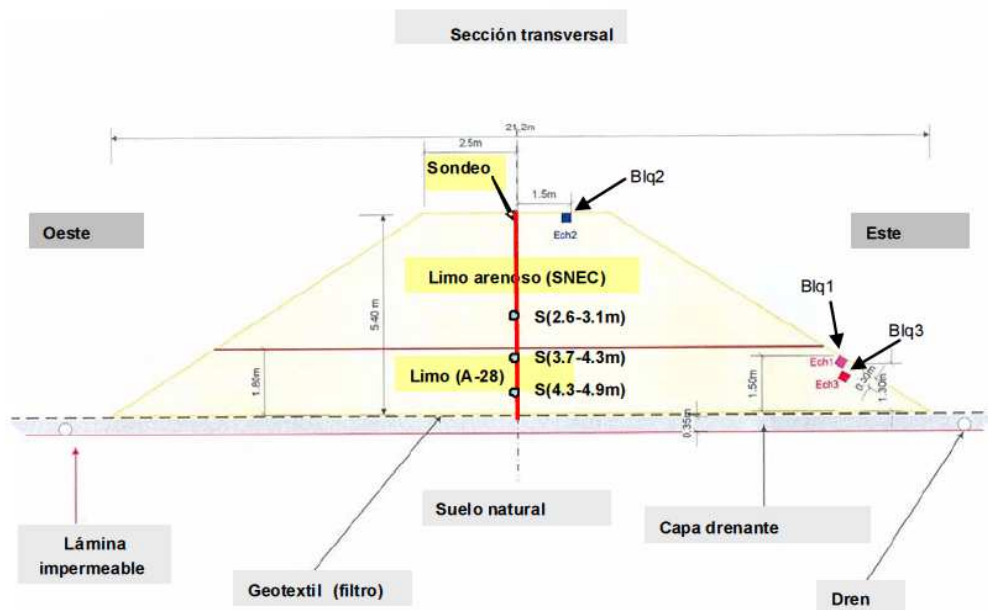


Figura 2: Representación de los puntos de donde se obtuvieron las muestras para estudios posteriores de la laboratorio, después de finalizar la inundación del terraplén. Gómez, R. (2009).

Este material se utiliza con la intención de aportar datos y correlaciones entre las distintas propiedades macroscópicas e intrínsecas (cambios hidromecánicos), para poder realizar comparaciones entre los resultados obtenidos por el “Laboratoire Central des

Ponts et Chaussées” (LCPC) y posteriores trabajos de investigación, como es el caso de esta tesina, y así hallar el comportamiento del suelo a diferentes condiciones (inundaciones, cambios climáticos, evaporación - condensación) que podrían producir cambios en la capacidad portante del terraplén, y así, sacar conclusiones contrastadas sobre este tipo de material colapsable.

Obviamente la deformación por aumento de tensión y reducción de succión dependerá en cada punto de su estado inicial definido por su densidad seca y humedad que a su vez serán consecuencia de la intensidad de la compactación.

## 2. Estado del arte. Suelos no saturados

La mecánica de suelos clásica a lo largo del siglo XX se ha ocupado principalmente de los suelos saturados, esto ha sido así porque la rigidez y resistencia de los suelos no saturados son más elevadas que para un mismo suelo saturado, por lo tanto, se utilizaba la mecánica de suelos clásica para suelos no saturados, ya que, era lo más conservador. Pero Dudley, J.H. (1970) ya cita como el propio Terzaghi (“padre” de la mecánica de suelos clásica) atisba la tendencia de algunos suelos no saturados a experimentar cambios de volumen significativos cuando se inundaban.

Hay que denotar que en la mayoría de los casos esta premisa se cumple, desde un punto de vista sintético, ya que, la altura de la zona de saturación capilar en suelos de grano fino puede alcanzar grandes potencias pudiendo considerar que estos suelos, a causa de su baja permeabilidad están siempre saturados (salvo que se trate de zonas de clima árido). Por otra parte, el estudio de los suelos saturados es mucho más sencillo que el estudio de los suelos no saturados (ya que intervienen más variables en el comportamiento del suelo: presiones de aire), por lo que hasta hace relativamente poco tiempo, no se le dio importancia a esta falta de comprensión del comportamiento de suelos parcialmente saturados.

En definitiva, la mecánica de suelos clásica tiene muchas limitaciones para determinar el comportamiento de suelos no saturados, actualmente la investigación y comprensión de los suelos no saturados está en auge, seguidamente se explicarán algunas premisas básicas para el entendimiento de los suelos no saturados, nociones vitales para entender este trabajo de investigación llevado a cabo.

### 2.1 Suelos no saturados. Generalidades

El suelo es un sistema natural en el que se producen interacciones entre sus tres fases: partículas sólidas, agua y aire. Por consiguiente, el comportamiento del suelo depende de muchos factores, por lo que continuamente sufre alteraciones en sus propiedades. Es de gran importancia conocer el grado de saturación en el suelo y su relación con la tensión neta (tensión total menos presión de poros), y los efectos en sus propiedades.

En la figura 3 se representan las zonas ideales de un terreno según su saturación, como es sabido, estas zonas están constantemente cambiando, ya que, el nivel freático y la zona de evapotranspiración fluctúan según las condiciones exógenas (precipitaciones, temperatura, vegetación...).



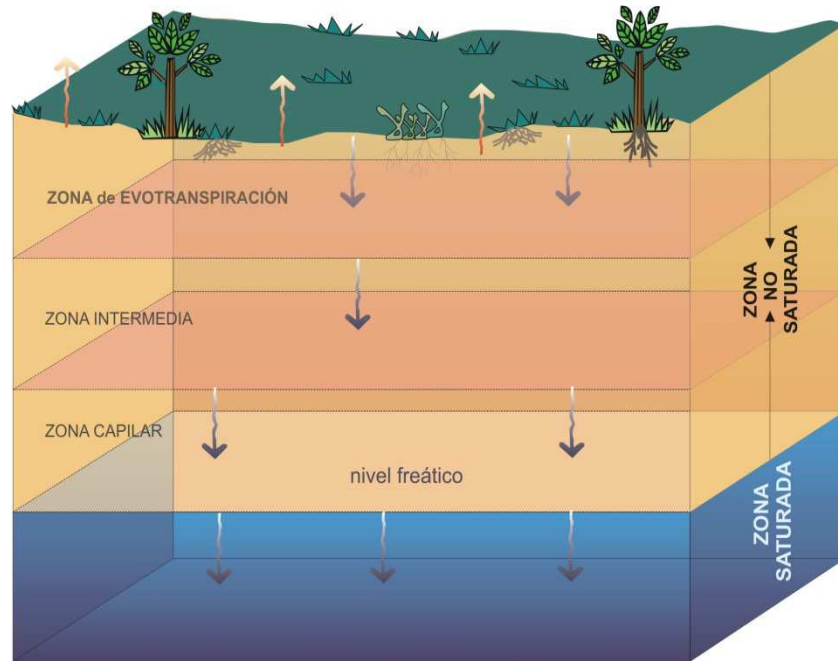


Figura 3: Representación de las distintas zonas ideales según la saturación del suelo. Miliarium Aureum, S.L. (2004).

Las interacciones más relevantes existentes en las tres fases del sistema dependen de las siguientes propiedades (según Alonso et al (1987)):

- En la fase sólida, las interacciones están regidas por el tamaño de partículas, forma, textura y composición química. Estas propiedades son las que determinan la disposición geométrica-estructural de las partículas, determinante en el estado de tensiones que se desarrolla en los contactos (ver figura 4).
- La fase líquida, está compuesta principalmente de agua y de sales disueltas, se discretizan tres tipos: agua adsorbida en la partícula (que no puede ser separada por acciones hidrodinámicas), agua capilar (regida por las fuerzas capilares) y agua gravitacional (agua que se pierde en condiciones de drenaje).
- La fase gaseosa, la forma en la que se encuentra el aire en el suelo, regida por el grado de saturación. En la zona no saturada la presión del aire es normalmente igual a la presión atmosférica, excepto en algunos casos de confinamiento a grandes profundidades.

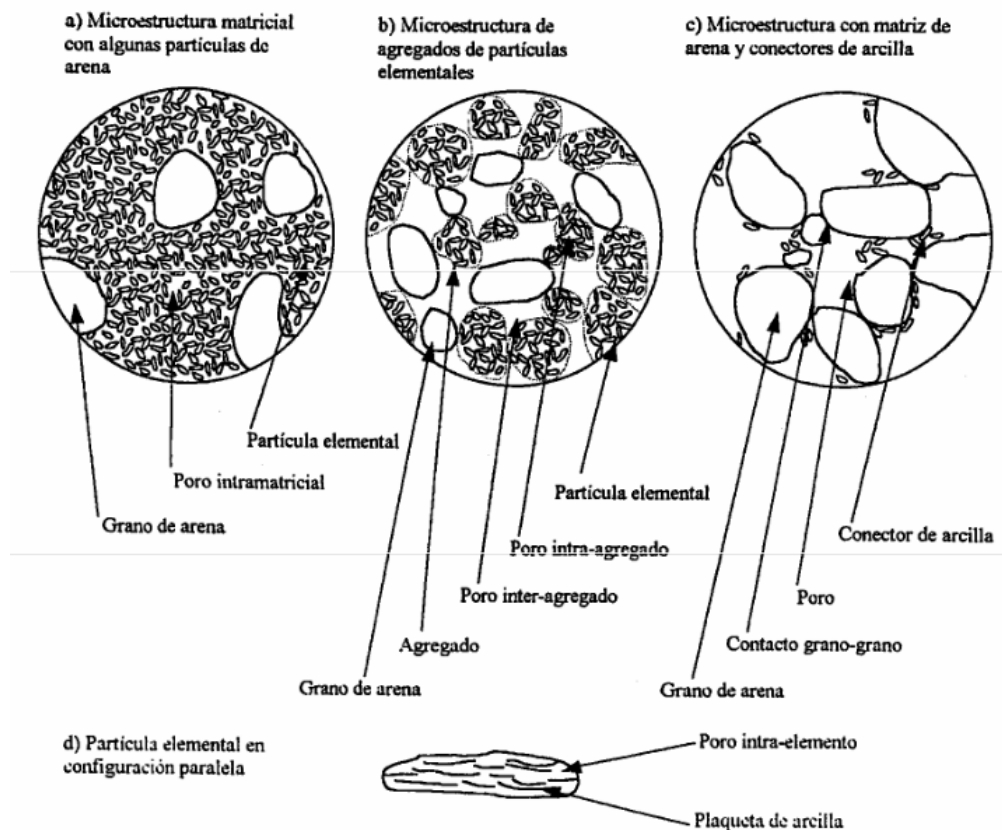


Figura 4: Clasificación del suelo según su microestructura y propiedades de la fase sólida. Alonso et al (1987).

## 2.2 Concepto de succión en suelos no saturados

El potencial matricial o succión en el suelo, es la capacidad de un suelo para retener agua capilar, definido como el trabajo unitario necesario para retirar masa de agua del suelo venciendo las fuerzas de adsorción y de capilaridad, es decir, es el estado de tensiones que tiene en cuenta los efectos de retención de agua dentro de la microestructura del suelo.

La succión es un concepto primordial para entender la respuesta deformacional de un suelo parcialmente saturado. La succión se define como la diferencia entre presión de aire de poros y presión de agua de poros, este valor depende de la tensión superficial y el radio de curvatura del menisco (contacto entre partículas, si dos partículas están suficientemente cerca sus películas de agua pueden atraerse y formar un menisco o puente entre ellas, ver figura 5).

Este menisco será cóncavo, plano o convexo dependiendo de la acción combinada de las fuerzas de adherencia (atracción entre moléculas diferentes en tamaño y forma) y las fuerzas cohesivas (atracción entre moléculas iguales en tamaño y forma). Cuando el

grado de saturación disminuye, el menisco se retrae en espacios de poros más pequeños y el radio de curvatura del menisco se reduce y por consiguiente la succión aumenta.

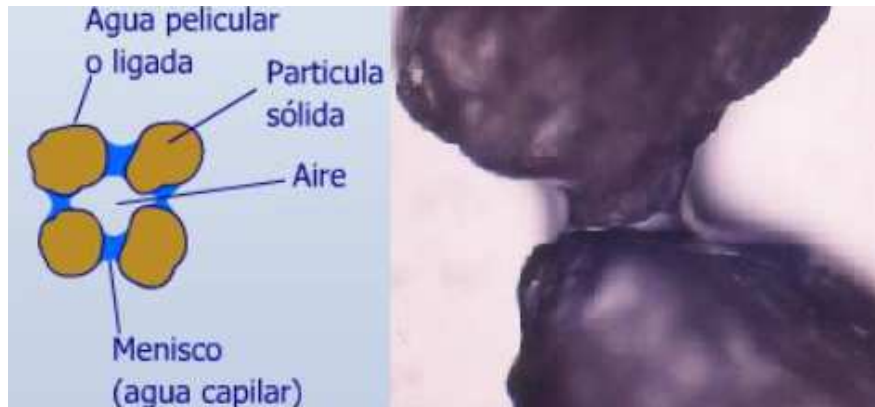


Figura 5: Representación esquemática interparticular de un suelo no saturado (izquierda). A la derecha una foto a gran aumento de un menisco de agua capilar en el contacto entre dos granos de suelo. Alonso y Gili (2002).

La tensión efectiva  $\sigma'$  para suelos parcialmente saturados ha sido definida por muchos autores. La formulación más aceptada fue establecida por Bishop, (1959) citado por Fredlund, D.G. (2003):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) - \chi(u_a - u_w) \quad (1)$$

Donde  $\chi$  es un parámetro entre 0 y 1 que depende de diversas propiedades como la saturación, tipo de suelo y efectos de histéresis, y  $(u_a - u_w)$  es la succión matricial y  $(\sigma - u_a)$  es el esfuerzo compresivo neto (ver figura 6).

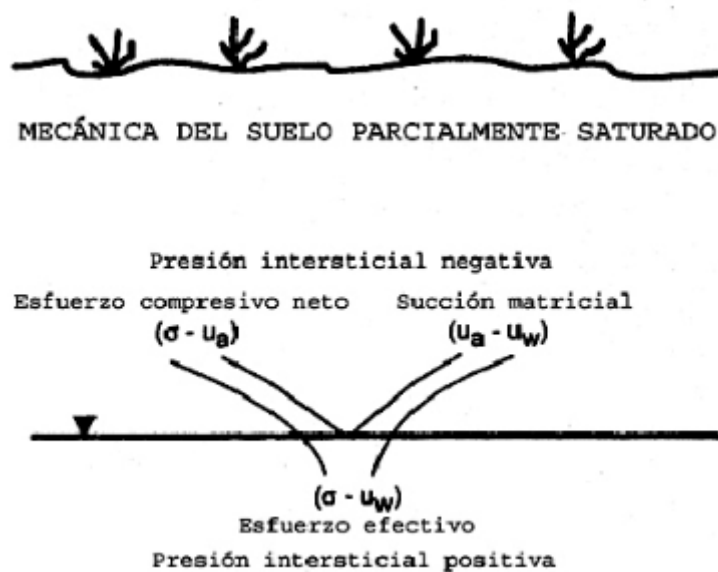


Figura 6: Representación esquemática de la mecánica del suelo parcialmente saturado basada en la descripción de esfuerzos (estas variables son independientes de las propiedades físicas del material). Donde  $u_a$  representa la presión de aire,  $u_w$  la presión de agua y  $\sigma$  la tensión total. Fredlund, D.G. (2003).

Pero esta formulación tiene limitaciones, como la estimación del parámetro  $\chi$ , tampoco se pueden definir los fenómenos de colapso – hinchamiento con estas tensiones efectivas. En la actualidad, la alternativa en la que convergen la mayoría de autores, es en definir dos tensiones efectivas independientes. De esta manera los fenómenos de colapso – hinchamiento pueden representarse en un espacio  $(e, (\sigma - u_a), (u_a - u_w))$  ver figura 7.

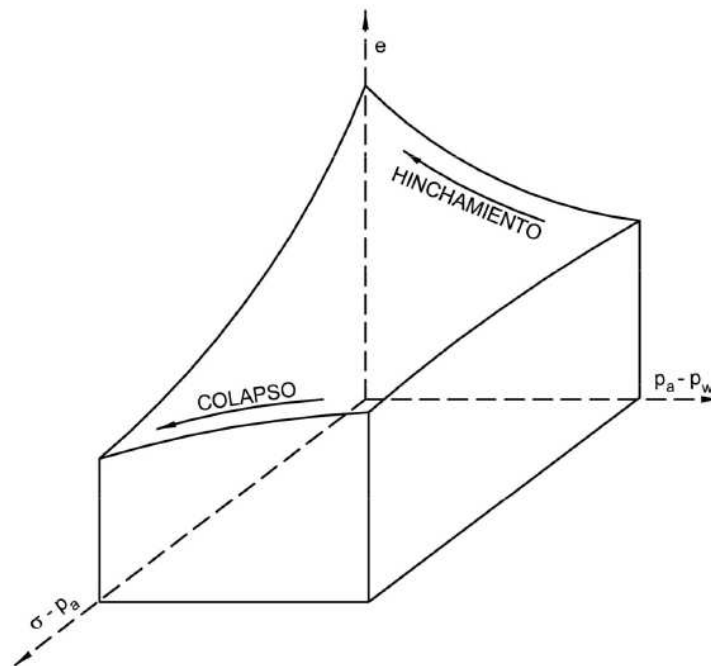


Figura 7: Representación en 3 dimensiones de las tensiones efectivas, tensión neta y succión (coordenadas esféricas) y el índice de poros,  $e$ . Prat, P. (2005)

## 2.3 Estructura de los suelos no saturados compactados

La estructura interna que presentan los suelos no saturados (microestructura) es un aspecto primordial en el comportamiento hidromecánico de éstos. Posteriormente al trabajo de Proctor (1933), citado por Alonso, E. (2009), sobre la compactación, Lambe (1958), citado por Alonso et al (1987), postuló que en las curvas de compactación (ver apartado 3.2 y 4.4) se establecían patrones en la microestructura según si se localizaba un suelo en el lado seco o húmedo de susodicha curva (ver figura 8).

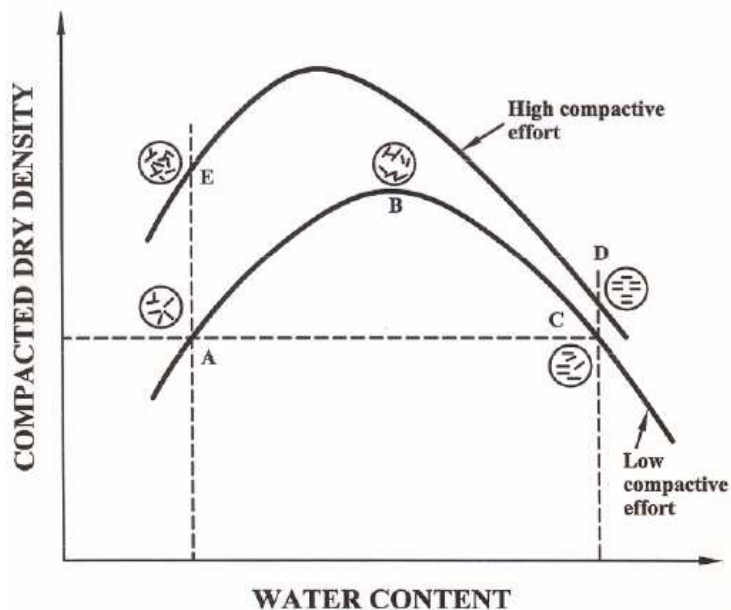


Figura 8: Gráfico donde se representan dos curvas de compactación Proctor Normal a distinta energía de compactación y donde se describe la microestructura del suelo compactado: A y E pertenecen al lado seco de la curva, B al valor óptimo y C y D pertenecen al lado húmedo de la curva. Lambe (1958) citado por Prat, P. (2005).

Las ideas que Lambe (1958) postuló, citado por Prat, P. (2005), e investigaciones posteriores con microscopio electrónico permitieron describir con precisión la microestructura y la porosimetría de suelos con algún contenido en arcilla (ver figuras 9, 10 y 11):

- En el lado seco se determina una microestructura “abierta” de agregados de partículas de arcilla de varios tamaños de poros dominantes. En consecuencia se obtienen estructuras abiertas más propensas al colapso.
- En el lado húmedo se determina una microestructura “cerrada” homogeneizada con un tamaño de poro reducido dominante e uniforme. En consecuencia es menos propenso al colapso.

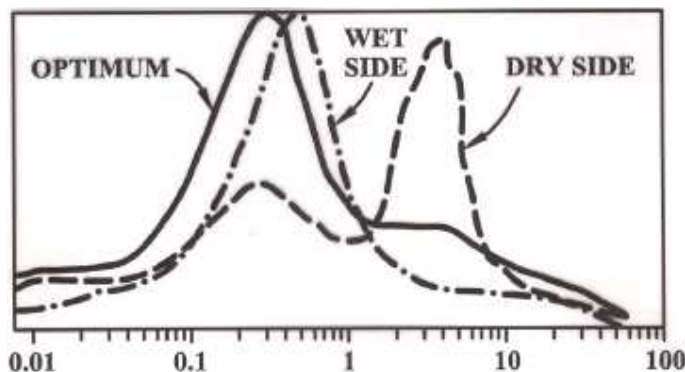


Figura 9: Representación de la porosimetría del limo de Jossigny según el lado de la curva de compactación. Prat, P. (2005).

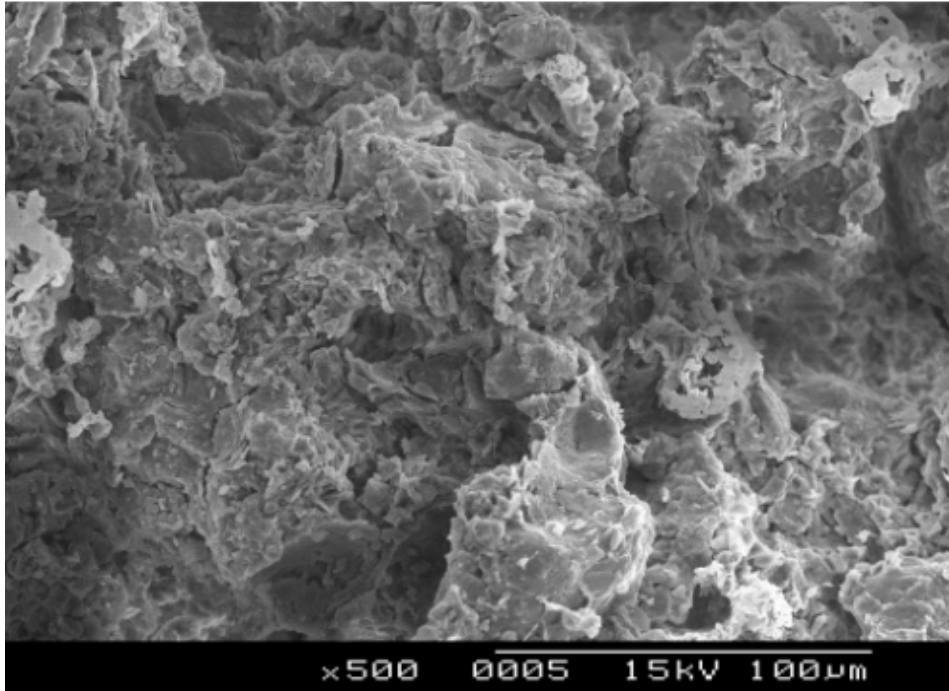


Figura 10: Microfotografía de una arcilla limosa de Barcelona compactada del lado seco de la curva de compactación estática. Se observan grandes poros entre partículas formadas por el apilamiento de láminas de arcilla de menor tamaño. Alonso, E. (2009).

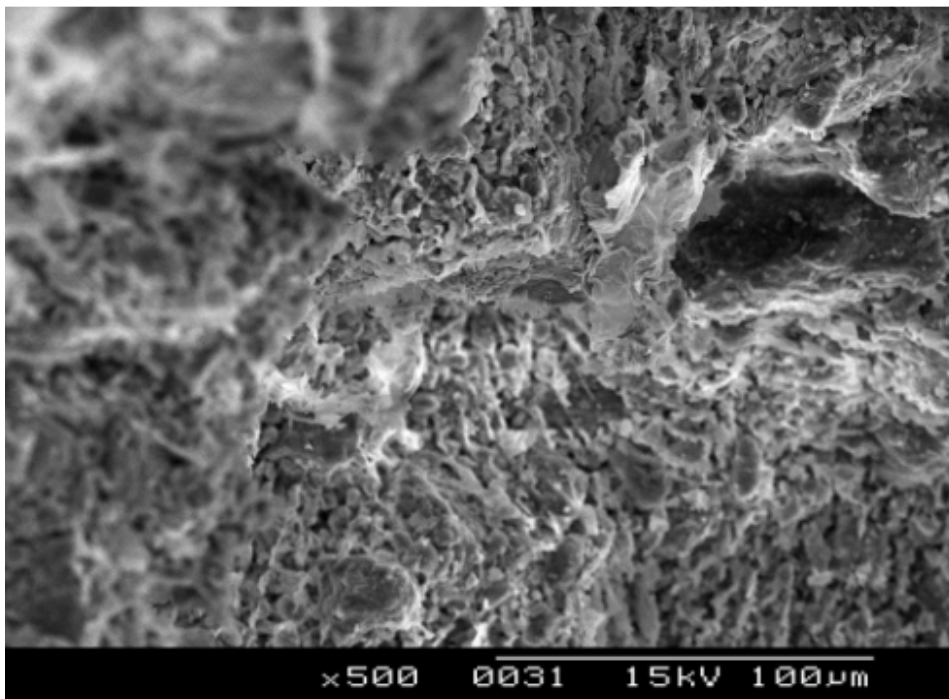


Figura 11: Microfotografía de una arcilla limosa de Barcelona compactada del lado húmeda de la curva de compactación estática. Se observan poros entre partículas mucho menores con una estructura más uniforme. Alonso, E. (2009).



## 2.4 Comportamiento volumétrico de suelos no saturados compactados

Los cambios volumétricos asociados a colapsos – hinchamientos son fenómenos muy característicos de los suelos parcialmente saturados, habiendo sido estos fenómenos estudiados por numerosos autores (según Alonso, E. (1987)): Dudley (1970), Jiménez Salas et al (1973), Maswoswe (1985), entre otros, que exponen las características que debe tener un suelo para que en él ocurra un colapso:

- Estructura abierta, no saturada, tipo panal de abeja, capaz de reducir significativamente su volumen disminuyendo el volumen de poros.
- Un estado exterior de carga suficientemente grande como para generar una condición metaestable para la succión aplicada. Desapareciendo los enlaces entre partículas.
- La existencia de enlaces entre partículas, se debilitan en presencia del agua produciendo colapso - hinchamiento. Estos enlaces son capilares para limos y arenas, formando meniscos que generan aumentos en las tensiones de las partículas rigidizando el conjunto. Para arcillas los enlaces son más complejos, ya que, actúan enlaces de capa doble. En cualquier caso, si el grado de saturación aumenta estos enlaces tienden a desaparecer.

En definitiva, todos los suelos con algún contenido en arcilla tienden a hinchar o colapsar en función de su densidad seca (o índice de poros), determinando hinchamiento para altos valores de densidad seca y colapso a bajas densidades. Para que se produzca un cambio significativo al saturar es necesario que el suelo contenga valores iniciales de succión altos. Por consiguiente, para humedades superiores a la óptima de compactación los cambios volumétricos son pequeños al contener valores de succión iniciales bajos. Se puede identificar también una densidad seca crítica en la cual no se producen cambios volumétricos, pero esta densidad seca crítica es difícil de evaluar, ya que, ésta cambia con la presión de confinamiento aplicada.

Así pues, en este trabajo se realizarán compactaciones dinámicas Proctor Normal, en la siguiente figura 12 se representan de manera ideal el comportamiento que se podrá esperar del suelo A-28 según los valores de densidad seca obtenida (relacionada directamente con la energía de compactación aplicada).

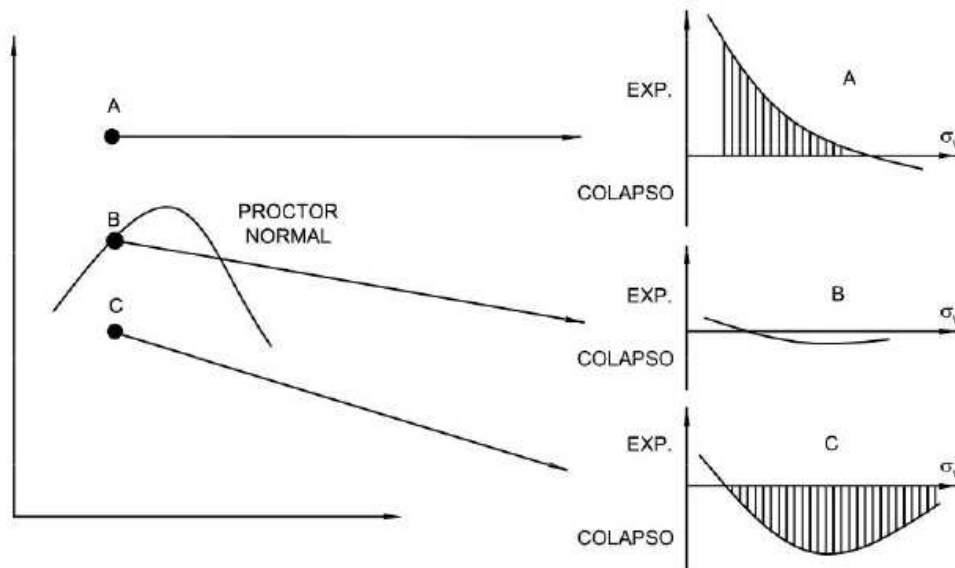


Figura 12: Gráfico esquemático donde se representan de forma ideal los cambios volumétricos en función de la densidad seca obtenida al compactar por Proctor Normal. Prat, P. (2005).

En conclusión, el aumento de la succión contribuye a un aumento de la rigidez de los suelos, de modo que parece que la carga de preconsolidación aparente aumenta con la succión. Sin embargo según describen Escario y Sáez (1987) en resultados experimentales, la relación entre la rigidez y la succión es no lineal, llegando a un valor máximo de la rigidez, para succiones que superen un cierto valor. También hay que denotar como la carga aplicada controla, en gran medida, la cantidad de expansión de los suelos cuando los sometemos a una disminución en la succión, es decir, los mojamos. La mayoría de los suelos pueden expandir o colapsar dependiendo de la carga aplicada, cuando se disminuye la succión. Para cargas elevadas el suelo colapsa, pero hincha con cargas bajas. Sin embargo no es sencillo determinar el valor de la carga a partir del cual el suelo expande o colapsa, dado que este comportamiento depende del valor de la succión.



### 3. Ensayos de laboratorio. Metodología

Con los ensayos de laboratorio se persiguen los siguientes objetivos:

- Clasificar correctamente el suelo.
- Identificar el estado en que se encuentra el suelo.
- Evaluar sus propiedades hidromecánicas.
- Prever posibles problemas geotécnicos (expansividad, colapso...)

Todos los ensayos se realizaron con muestras alteradas (amasadas).

#### 3.1 Descripción del suelo

El primer paso es clasificar y caracterizar geotécnicamente el suelo que se va a estudiar y analizar su comportamiento.

En la siguiente figura 13, se representa la granulometría obtenida por el LCPC, y por la UPC a partir del bloque Blq1 y la muestra alterada de la bolsa con material proveniente de sondeo.

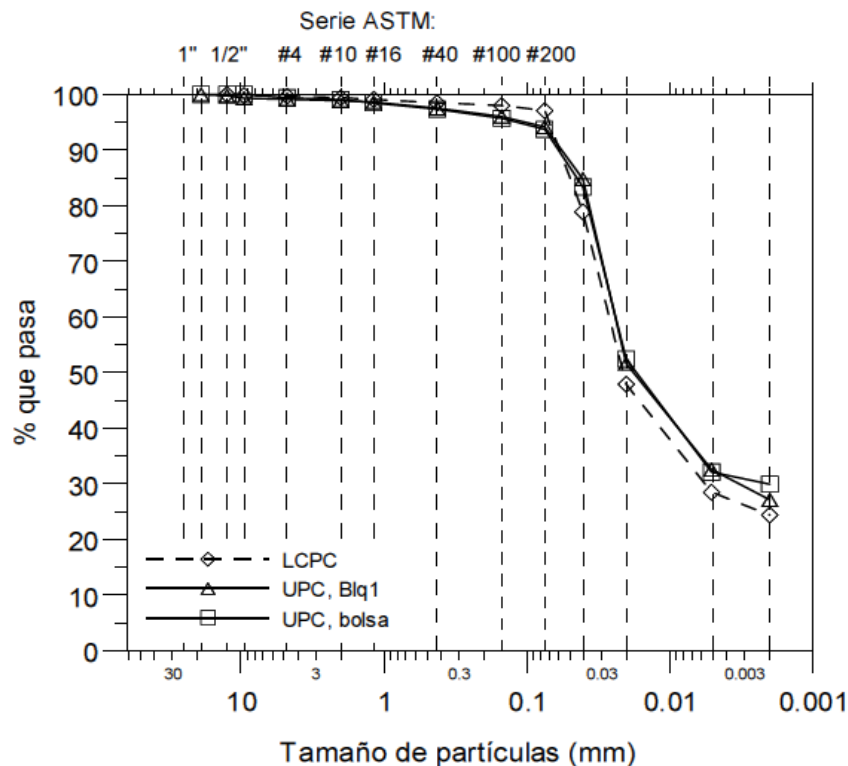


Figura 13: Curva granulométrica obtenida por las diferentes muestras. Gómez, R. (2009).

En la figura 14, se representa la plasticidad y clasificación SUCS de la fracción fina obtenida por el LCPC, y por la UPC a partir del bloque Blq1 y la muestra alterada de la bolsa.

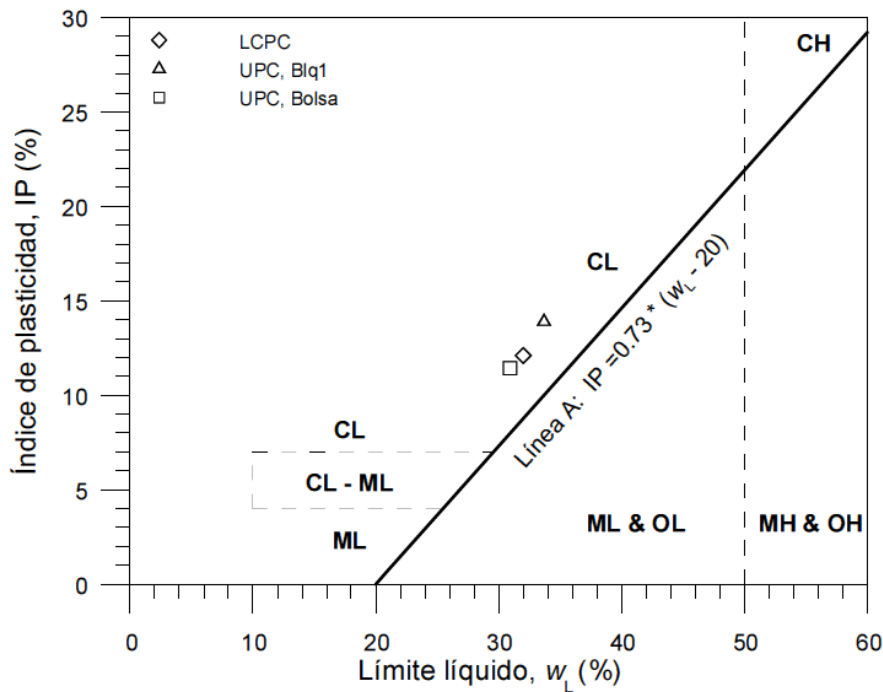


Figura 14: Clasificación SUSC en función del límite líquido y el IP obtenida por las diferentes muestras. Gómez, R. (2009).

El suelo A-28 queda caracterizado como una arcilla de baja plasticidad (CL), ya que, tiene un límite líquido aproximado del 32% (menor de 50%, frontera que separa las clasificaciones entre alta y baja plasticidad). La densidad de las partículas es de  $2.66 \text{ Mg/m}^3$ .

## 3.2 Ensayo de compactación Proctor Normal

### 3.2.1 Introducción

En 1933, el ingeniero Ralph R. Proctor, desarrolla un estudio sobre el proceso de compactación en suelos. Se define un proceso de compactación a una determinada energía (definida como Proctor Normal de  $596 \text{ kJ/m}^3$ , y Proctor Modificado de  $2672 \text{ kJ/m}^3$ ), en la que se comprueba que la densidad seca varía con la humedad, obteniendo una curva humedad – densidad seca con un punto máximo que determina una densidad óptima (máxima) para grados de saturación comprendidos entre el 80-90%. Este informe fue muy relevante, ya que, propiedades de gran interés de un suelo compactado

como la rigidez, resistencia al esfuerzo cortante o respuesta frente a cambios de humedad, quedarían determinados en función de la densidad seca y la humedad.

En la actualidad, la compactación de suelos se realiza principalmente sobre materiales que serán utilizados para relleno en la construcción de terraplenes, por lo que es de gran importancia llevar a cabo estudios de investigación para poder dimensionar y predecir el comportamiento mecánico de un suelo según su compactación.

La compactación de un suelo se define como el proceso de densificación de un suelo, es decir, es el proceso en el que se lleva a cabo una aplicación de energía al suelo, aumentando así su densidad seca. Este proceso se realiza para conseguir un suelo más “competente” geotécnicamente hablando. En consecuencia, se consigue un suelo más resistente al corte y más rígido, aumentando su capacidad de carga de cimentaciones y pavimentos. Disminuyendo los asentamientos y la permeabilidad del suelo, a causa de la disminución del índice de poros.

Para caracterizar la compactación óptima que ha de aplicarse a un suelo, se debe obtener la densidad seca del material en relación al contenido de humedad (curva de compactación). Estas relaciones, entre la densidad seca y el contenido de humedad, y la energía de compactación, se obtienen a partir de ensayos de compactación estática o compactación dinámica.

Actualmente los ensayos de compactación dinámica más comunes son el Proctor Normal (estándar) y el Proctor modificado, Proctor (1933) citado por Alonso, E. (2009). Estos ensayos se basan en la compactación dinámica creada en un suelo de humedad determinada dentro de un molde cilíndrico de volumen conocido, al cual se aplica energía por el impacto de una maza que se deja caer por caída libre (aceleración de  $9,81 \text{ m/s}^2$ ) desde una altura específica. El suelo se compacta en un número de capas iguales y cada capa recibe el mismo número de golpes.

Por medio de los ensayos se ha podido determinar que por lo general la compactación es más eficaz en los materiales bien gradados que contienen una cantidad de finos que en los materiales de gradación uniforme que carecen de finos.

A partir de la curva de compactación Proctor Normal, se puede relacionar el suelo compactado, con la succión y la saturación a determinada humedad y densidad seca, pudiendo obtener con estas variables una idea de las características microscópicas del suelo, y así comprender el comportamiento volumétrico del suelo que obtendremos al cargarlo (ver figuras 15 y 16).

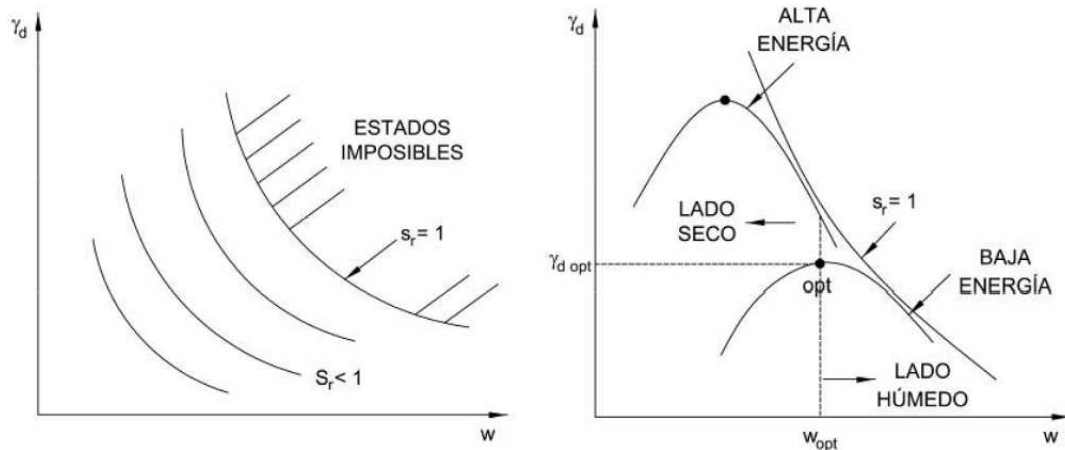


Figura 15: Relación con la energía de compactación y saturación de la curva de compactación Proctor. Prat, P. (2005)

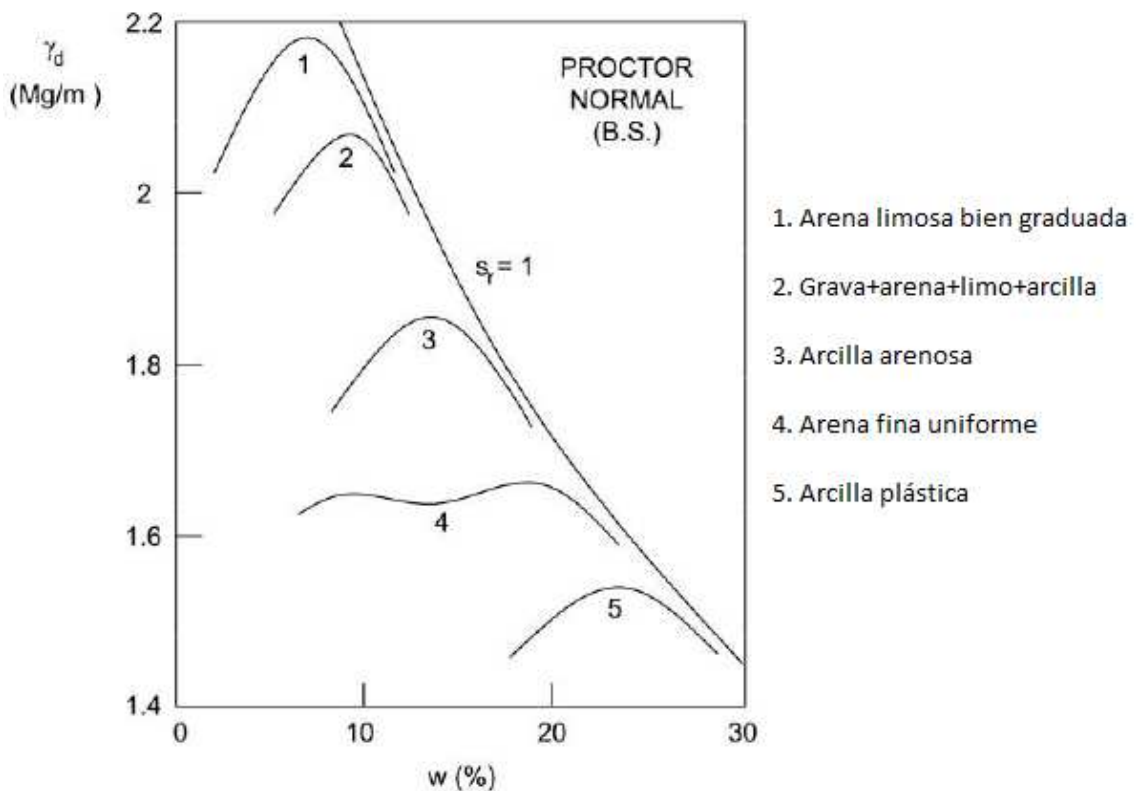


Figura 16: Relación de la curva de compactación Proctor dependiendo de la granulometría y el peso específico del suelo compactado. Prat, P. (2005)

Se observa que la humedad óptima es la que se corresponde con el máximo de la curva de densidad. La rama seca es la que se corresponde al suelo bajo de humedad, donde la fricción y cohesión dificultan su densificación. La rama húmeda, es asintótica a la línea de saturación, que se desplaza hacia la derecha de la humedad óptima de compactación, dado que la energía de compactación de un suelo muy húmedo la absorbe el agua y no el esqueleto mineral.

La curva de saturación, o de contenido de aire nulo, es dibujada como auxiliar para el análisis, es teórica y no depende de los resultados del ensayo.

### 3.2.2 Cambios en la compactación según la energía aplicada

En este estudio, se van a realizar compactaciones con cuatro energías distintas: 25%, 50%, 75% y 100% del PN. Esta energía está regida por las siguientes variables:

- n, el número de capas a aplicar energía (3 capas)
- W, el peso de la maza (2,5 Kg)
- h, caída libre de la maza (30,5 cm)
- V, el volumen del molde cilíndrico (990 cm<sup>3</sup>)
- N el números de golpes aplicados en cada capa.

La fórmula para calcular la energía (kJ/m<sup>3</sup>) de compactación es la siguiente:

$$E = \frac{n \times N \times W \times h}{V} \quad (2)$$

Por lo tanto para un molde y un número de capas dado, la energía aplicada en los ensayos de compactación, depende directamente del número de golpes aplicados en cada capa (ver figura 17).

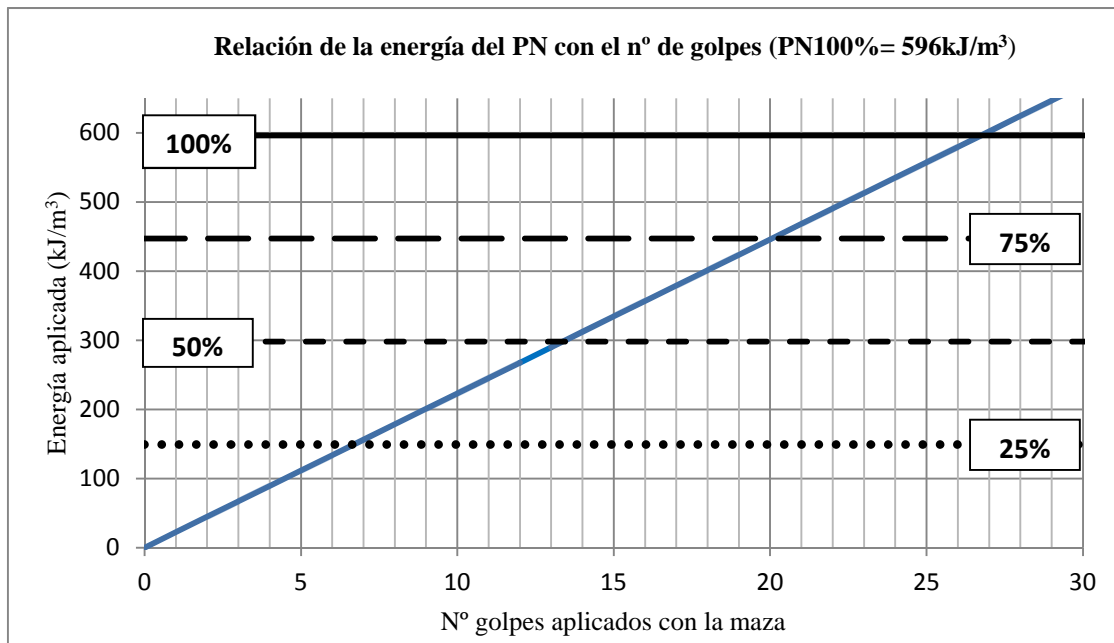


Figura 17: Representación de la relación de la energía en función de los golpes aplicados en cada una de las tres capas. Están marcadas las energías del 100%, 75%, 50% y 25% del PN.

### 3.2.3 Ensayos realizados del suelo A-28

El presente trabajo se centra en el estudio de la presión de preconsolidación, y cómo este parámetro de gran interés ingenieril, varía según las condiciones de compactación dinámica.

El ensayo de compactación Proctor Normal está definido en España, por la norma española UNE-103-500-94, donde se detallan las características del aparato, la preparación de la muestra y por último, el procedimiento operatorio.

Características del aparato:

- El suelo se ha de compactar en un molde cilíndrico de metal de 102 mm  $\pm 0,4$  mm de diámetro interior y 122,4 mm  $\pm 0,1$  mm de altura.
- La maza metálica con la que se lleva a cabo el apisonado del suelo ha de ser de 2,5 Kg  $\pm 0,01$  Kg, con una guía tubular adecuada para que la altura de caída libre sea de 305 mm  $\pm 2$  mm. La maza debe tener un diámetro de 50 mm  $\pm 0,2$  mm.

Preparación de la muestra:

- El suelo a compactar se seca y desmenuza, y se pasa por el tamiz de 3/4", para a continuación añadir el agua necesaria para obtener la humedad deseada.

Procedimiento operatorio:

- El molde se llena en tres tongadas (tres capas), en cada capa se aplican los golpes con la maza necesarios para llegar a una energía Proctor (596 kJ/m<sup>3</sup>) determinada, rallando el suelo entre capa y capa para mejorar la adherencia de todo el suelo.
- Una vez aplicada la energía, se mide la masa de suelo más agua y se determina la humedad, con estos datos obtenemos la densidad seca (peso del suelo seco que hay en el volumen del molde)

### 3.3 Ensayo edométrico

El ensayo edométrico permite el estudio de la compresibilidad unidimensional, y consiste en un anillo cortador dentro del cual el suelo se encuentra confinado entre dos piedras porosas (arriba y abajo) permitiendo la salida del agua (ver figura 18). Este conjunto se encuentra comunicado por las piedras porosas en un recinto exterior para simular su situación bajo el nivel freático.

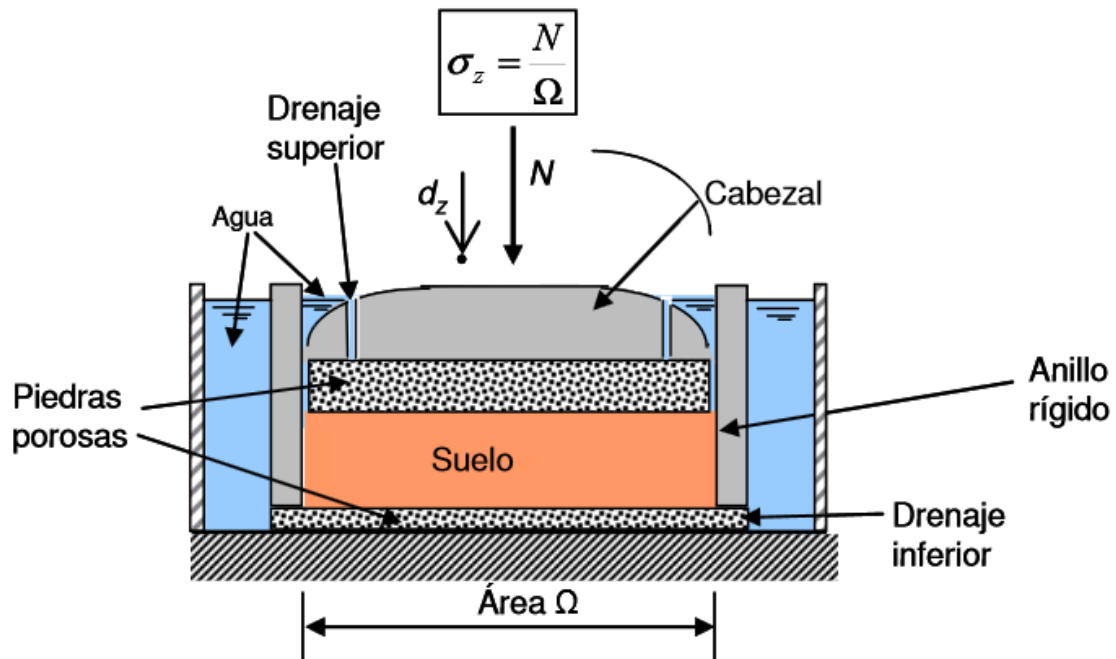


Figura 18: Representación esquemática de la célula edométrica utilizada en este estudio experimental.

Hay que denotar que en este esquema se permite inundar y drenar por ambos lados la muestra para simular condiciones bajo el nivel freático. Blog del ingeniero civil,

<http://notasconstructorcivil.blogspot.com.es>

#### 3.3.1 Introducción

Este ensayo está regulado por la norma española UNE 103-405-94, descrito como ensayo de consolidación unidimensional de un suelo en edómetro.

Esta norma establece que este ensayo es aplicable a suelos homogéneos, en el que el tamaño máximo de las partículas no sea superior a la quinta parte de la altura del anillo. El equipo necesario consta de una célula edométrica en la que la muestra tallada en el anillo pueda estar cubierta de agua y sometida a las presiones correspondientes de manera que se repartan por igual en toda el área de la muestra. Se precisa de un medidor de desplazamientos verticales.

La célula edométrica debe constar de las siguientes componentes:

- Una base metálica resistente a la corrosión, con un sistema de drenaje inferior.
- Una corona de cierre formando con la base un recipiente estanco y con la altura suficiente para que la placa porosa superior quede siempre sumergida.
- El anillo “porta probeta” confinado lateralmente, debe estar pulido interiormente y debe de ser resistente a la corrosión. Las dimensiones de la superficie cilíndrica interna del anillo debe de tener un diámetro mínimo de 45 mm y una altura no inferior a 12 mm. La relación diámetro – altura para suelos arcillosos o limosos no debe ser inferior a 2,5.
- La placa superior porosa debe de estar rígidamente unida al pistón de carga y su diámetro ser inferior al del anillo (entre 0,2 y 0,5 mm menos del diámetro del anillo), para la placa porosa inferior no hay restricciones, solamente debe de ser mayor que el diámetro del anillo.

El propósito de este ensayo es determinar la capacidad de compresibilidad del material estudiado (cambios volumétricos en función de la presión aplicada), siendo la compresibilidad la propiedad que determina el grado de consolidación por el aumento de presión. Conviene decir que el ensayo simula bastante bien las condiciones de un terreno cargado en gran extensión (por ejemplo una losa de cimentación) y que pueda drenar por arriba y por debajo; no es válido para un terreno cargado con una carga de poca extensión (por ejemplo una zapata).

Cuando un suelo saturado lo sometemos a una presión, inicialmente ( $t=0$ ) toda la tensión externa la toma el agua al ser incompresible por lo que no hay cambio de volumen inmediato, ya que, los granos no interfieren entre si y no generan tensiones de fricción, por lo tanto la tensión efectiva es nula. Seguidamente ( $t=t_n$ ) el agua comienza a drenar y el volumen disminuye, generando fricción entre los granos y por consiguiente tensión efectiva, cuando el agua termina de drenarse ( $t \rightarrow \infty$ ) la presión neutra o intersticial desaparece y la estructura granular recibe la totalidad de la carga. Entonces el suelo ha llegado a un nuevo estado estructural de equilibrio y el volumen permanece constante, el suelo ha consolidado.



### 3.3.2 Curva de consolidación y curva edométrica

Al extraer una muestra del terreno, la descargamos y al cargarla en el laboratorio, primeramente estamos en la rama de recarga o recompresión (tramo en que no se producen cambios volumétricos significativos).

Como ya se ha expuesto, este estudio tiene como fin determinar la presión de preconsolidación, que es la máxima presión efectiva que ha sufrido un suelo en su historia geológica.

En el ensayo edométrico se miden las presiones aplicadas y el descenso de la placa superior o asiento en función del tiempo (cambio de volumen en función del tiempo). Así pues, obtenemos dos curvas o dos gráficos distintos que representan el ensayo: la curva de consolidación (correspondiente a cada presión distinta aplicada) que se grafica en abscisas en escala logarítmica en función del tiempo y en ordenadas en función de las deformaciones verticales, y la curva edométrica (que mide la compresibilidad del suelo) que se grafica en abscisas en escala logarítmica en función de la presión (kPa) y en ordenadas en función del índice de poros (definido como el volumen de poros dividido por el volumen de partículas sólidas, que va de  $0 \leq e \leq \infty$ ). Con escala semilogarítmica las líneas de trayectorias de carga y descarga tienden a ser rectas, pudiendo obtener índices sobre la rigidez y el comportamiento del suelo ( $C_c$  y  $C_s$ ).

Un suelo puede encontrarse en terreno normalmente consolidado o preconsolidado, se define un suelo normalmente consolidado cuando nunca fue sometido en su historia geológica a cargas mayores que las existentes en el suelo extraído, por otro lado, se considera un suelo preconsolidado cuando en un pasado fue sometido a cargas mayores que a las actuales. El ensayo edométrico permite pues conocer si se trata de un suelo normalmente consolidado o preconsolidado tras comparar la tensión que la muestra tiene en el terreno con la presión de preconsolidación obtenida.

Como ya se ha citado, existen diferencias entre las curvas edométricas correspondientes a muestras inalteradas y las muestras amasadas (las utilizadas en este estudio), por lo que el punto anguloso que marca la presión de preconsolidación, no se reconoce gráficamente. Como consecuencia son muchos los estudios y los autores que han propuesto métodos para calcular la presión de preconsolidación de una muestra de suelo: Casagrande (1936), Pacheco Silva (1970), Juárez y Rico (1976), Tavenas et al., (1979), Gregory et al. (2006), entre otros, citados por Poliotti, M. y Sierra, P. (2011), Das, Braja M. (2001).

Así pues, seguidamente se describirán las correcciones necesarias para corregir este desfase entre la curva edométrica real y la calculada en el laboratorio, y poder determinar la presión de preconsolidación.

De entre todos éstos, el más extendido es el método gráfico de Casagrande (1936), que consiste determinar gráficamente la tensión de preconsolidación a partir del gráfico índice de poros –  $\log \sigma'$  siguiendo los siguientes pasos (ver figura 19):

1. Ubicar el punto 1 de máxima curvatura.
2. Trazar la recta 2 tangente por el punto 1 de máxima curvatura de la curva edométrica.
3. Trazar la recta 3 horizontal al punto de máxima curvatura de la curva edométrica.
4. Determinar la bisectriz de la recta 2 tangente al punto 1 y la recta 3 horizontal obteniendo la recta 4.
5. Prolongar la curva edométrica virgen (recta 5).
6. La intersección de las rectas 4 y 5 determina en abscisas el valor de  $\sigma_{pc}'$  (recta 6).

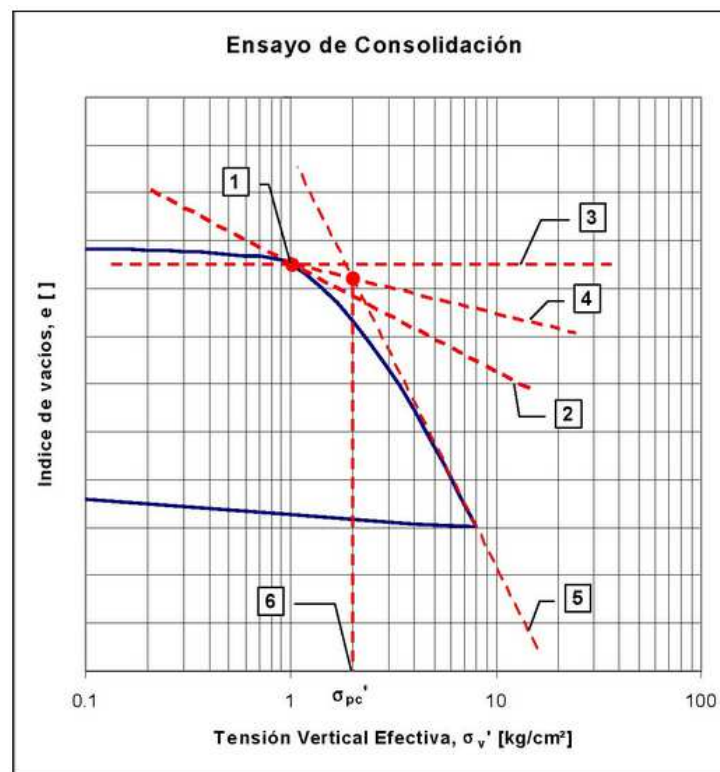


Figura 19: Representación gráfica de la curva edométrica de laboratorio corregida por el método de Casagrande, para obtener los coeficientes de  $\sigma_{pc}'$  (presión de preconsolidación). Poliotti, M. y Sierra, P. (2011).

Este método presenta una importante componente subjetiva que lo hace difícil de aplicar a determinadas curvas edométricas. La principal dificultad se encuentra en la elección del punto de mínimo radio de curvatura (máxima curvatura) de la curva edométrica. Por ello, en este estudio se llevarán a cabo dos métodos distintos más a parte del método de Casagrande para obtener la presión de preconsolidación, y poder contrastar los resultados entre los diferentes métodos.

En la figura 20 y la 21, se representa gráficamente las directrices que se siguen para obtener la presión de preconsolidación de una muestra, a partir de un sencillo método (no por ello menos preciso que el método de Casagrande), en el gráfico  $\varepsilon - \sigma$  y el gráfico  $\varepsilon - \log(\sigma)$

Estos métodos se llevan a cabo proyectando una recta desde cada extremo de la curva para que interseccionen en la zona de máxima curvatura, consiguiendo un punto (punto de color rojo en los gráficos) que determina una presión de preconsolidación en el eje de abscisas.

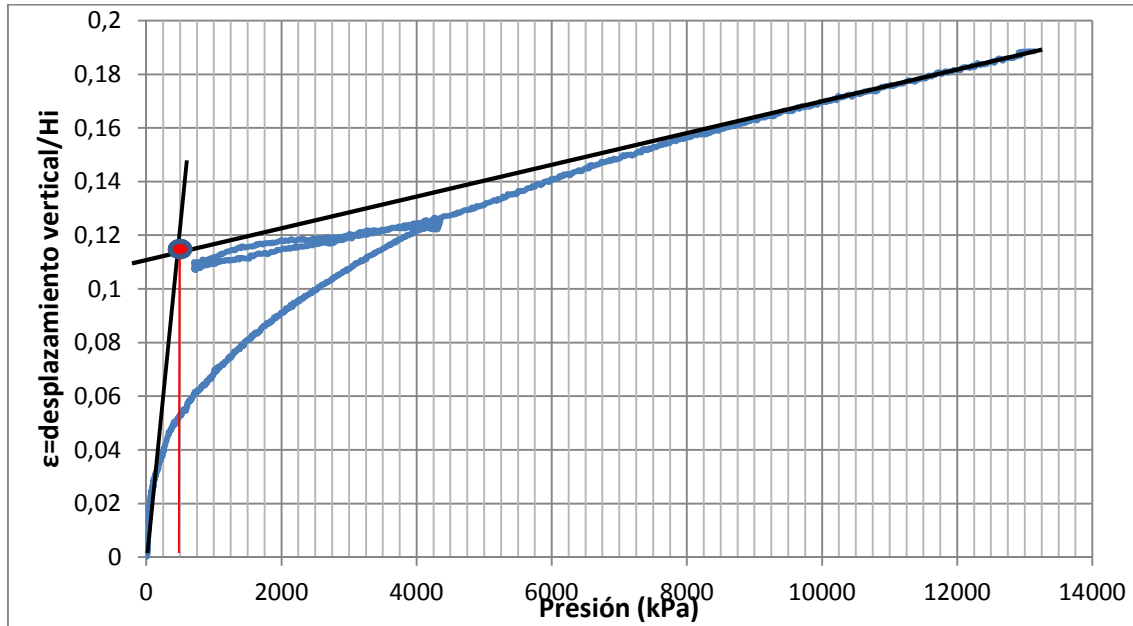


Figura 20: Gráfico deformación unitaria,  $\varepsilon$  – presión aplicada, donde se representa el método llevado a cabo para obtener el valor de la presión de preconsolidación.

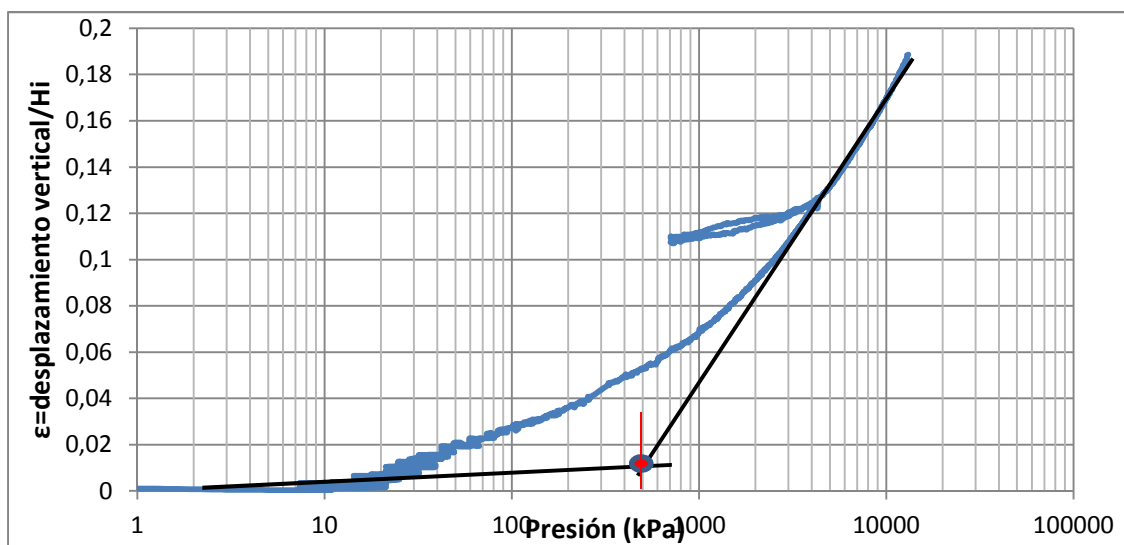


Figura 21: Gráfico semilogarítmico deformación unitaria,  $\varepsilon$  – presión aplicada, donde se representa el método llevado a cabo para obtener el valor de la presión de preconsolidación.

Este método se realizará para todas las muestras ensayadas, a partir de los gráficos  $\varepsilon$  – presión y  $\varepsilon$  –  $\log(\text{presión})$ , obteniendo así dos estimaciones de la presión de preconsolidación, más una estimación con el método de Casagrande.

Así pues, se obtendrán 3 valores a partir de tres métodos distintos de la presión de preconsolidación, pudiendo obtener un valor promediado, ya que, como se ha citado anteriormente, no existe actualmente ningún método preciso para obtener la presión de preconsolidación de una curva de laboratorio con muestra amasada.

### 3.3.3 Obtención de índices de compresibilidad. $C_c$ y $C_s$ .

Como se ha denotado en el apartado anterior, es de gran utilidad la representación semilogarítmica, ya que, los tramos de carga y descarga determinan rectas lineales, de las cuales sus pendientes describen el comportamiento (compresibilidad) del suelo (ver figura 22).

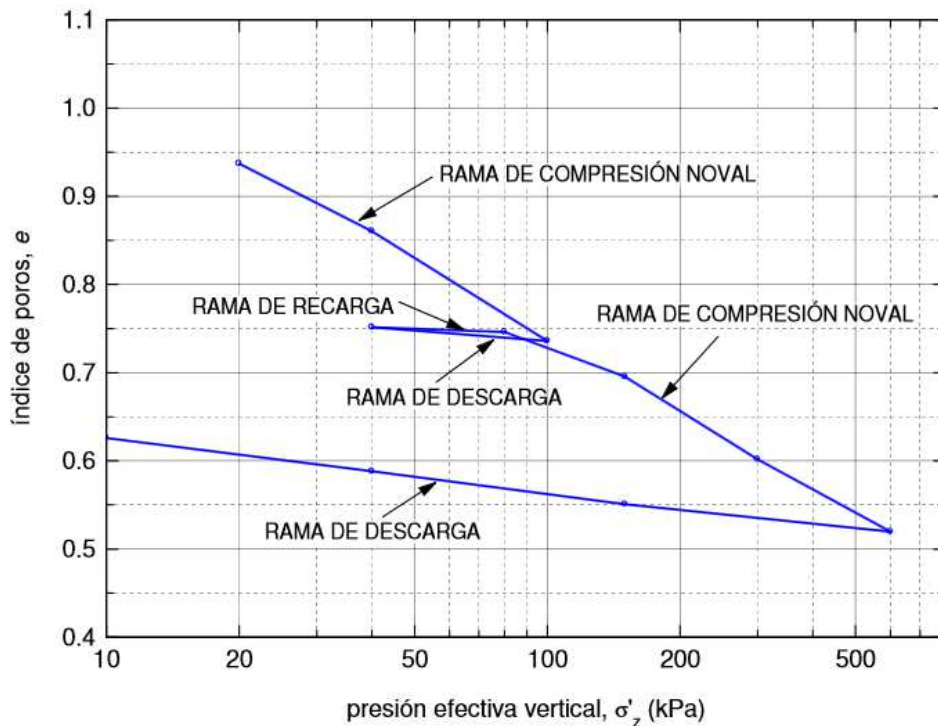


Figura 22: Gráfica que representa la curva edométrica típica, con su rama de compresión noval de pendiente  $C_c$  y la rama de descarga o recarga de pendiente  $C_s$ . Poliotti, M. y Sierra, P. (2011).

Así pues, el índice de compresión  $C_c$  es la pendiente de la rama de compresión noval e indica la rigidez del suelo y se determina con la siguiente fórmula:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log(\sigma'_1 / \sigma'_2)} \quad (3)$$

Y el índice de hinchamiento  $C_s$  es la pendiente de la rama de descarga o recarga y se determina con la siguiente fórmula:

$$C_s = \frac{e_1 - e_2}{\log(\sigma'_{1}/\sigma'_{2})} \quad (4)$$

Los valores correctos de los índices de compresión y de hinchamiento de un suelo sólo se pueden hallar mediante el ensayo edométrico. Sin embargo, se han realizado muchas reglas empíricas que permiten estimar su orden de magnitud de manera teórica, la más extendida es la fórmula de Skempton, que tiene como variable el límite líquido de Atterberg  $W_L$ .

### 3.3.4 Cálculo de asientos

La curva edométrica puede representarse en función de la deformación unitaria  $\varepsilon$ , en vez del índice de poros. Ambas variables están relacionadas según la siguiente fórmula, donde  $h$  es la altura inicial de la muestra, y  $\Delta h$  es el incremento de la altura inicial al aplicar una carga:

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h} = \frac{e_0 - e_f}{e_0 + 1} \quad (6)$$

La deformación unitaria y los coeficientes de compresión e hinchamiento nos permiten en cada instante de tiempo calcular el asiento para cada rama de la curva edométrica.

- El asiento en la rama noval se determina según la siguiente fórmula:

$$s = h \cdot \varepsilon = h \frac{e_0 - e_f}{e_0 + 1} = \frac{h}{e_0 + 1} C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_{f0}} \quad (7)$$

- El asiento en la rama de descarga o recarga se determina según la siguiente fórmula:

$$s = h \cdot \varepsilon = h \frac{e_0 - e_f}{e_0 + 1} = \frac{h}{e_0 + 1} C_s \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_{f0}} \quad (8)$$

### 3.3.5 Consolidación. Coeficiente $C_v$ .

Como anteriormente se ha denotado en el apartado 3.3.1, la consolidación primaria es el producto de la disipación de la presión intersticial debida al flujo de agua hacia el exterior, así pues, cuando un suelo consolida ante la aplicación de una carga, el volumen de poros disminuye y el esfuerzo efectivo aumenta.

En los suelos finos, como el caso del suelo de este trabajo, la permeabilidad es muy baja y la disipación del exceso de presión neutra (intersticial) es lenta. También existe la consolidación secundaria, que es el asentamiento posterior a la disipación la presión intersticial (ver figura 23).

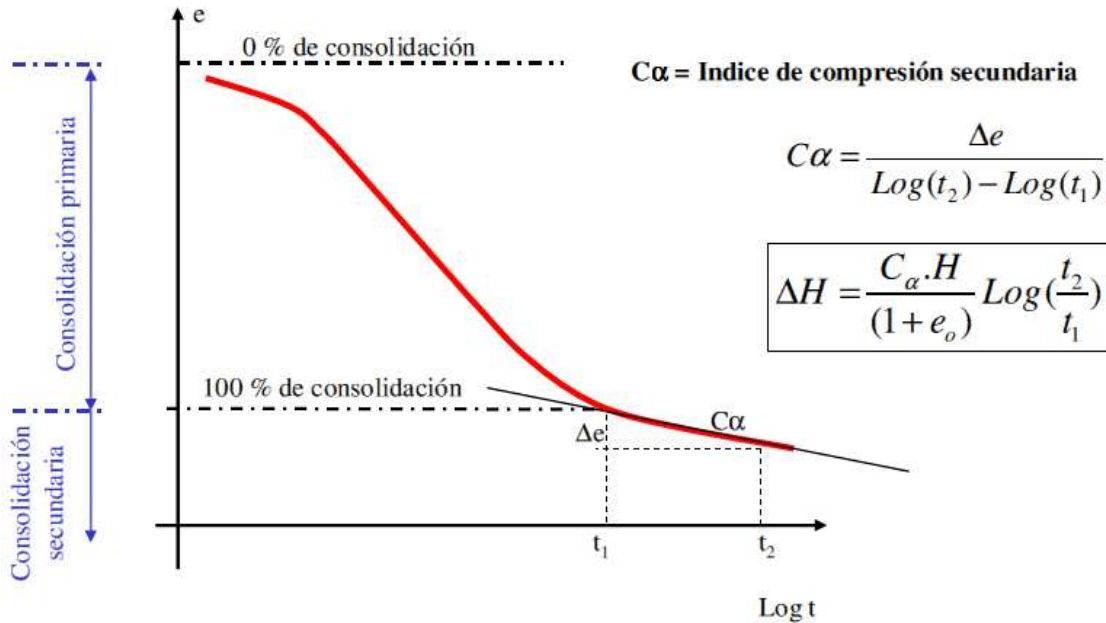


Figura 23: Representación de la consolidación primaria y secundaria, y las fórmulas para calcular el asentamiento secundario. Leoni, Augusto J.

Se obtiene la consolidación primaria a partir del coeficiente de consolidación  $C_v$  ( $\text{cm}^2/\text{s}$ ) con la siguiente fórmula:

$$C_v = \frac{k \cdot E_m}{\gamma_w} \quad (9)$$

Donde  $k$  es la permeabilidad del suelo,  $E_m$  es el módulo edométrico ( $E_m = \Delta\sigma' / \epsilon$ ) y  $\gamma_w$  es el peso específico del agua.

En la campaña experiemetal de este trabajo, se calculará el coeficiente de consolidación  $C_v$  según el método de Casagrande, a partir de las curvas deformación vertical – log(tiempo) del ensayo edométrico.

Los pasos a seguir para calcular el  $C_v$  son los siguientes (ver figura 24):

- En la parte inicial parabólica de la curva marcar  $t_1$  (si la parte inicial no es parabólica, utilizar  $D_0$  asociado a  $t = 0$  y seguir en el paso 4)
- Marcar  $t_2 = 4 t_1$ . Definidos  $t_1$  y  $t_2$ , ellos determinan sobre la curva la distancia vertical  $\Delta$ .
- Dibujar la distancia  $2\Delta$ , y encontrar  $D_0$  en el eje de las ordenadas.

- Dibujar la proyección horizontal del final de la curva de deformación e intersectarla con el eje de las ordenadas, punto que define  $D_{100}$ .
- Encontrar  $D_{50}$ , como la distancia promedio entre  $D_0$  y  $D_{100}$  en el eje de las ordenadas.
- Proyectar  $D_{50}$  en la curva de deformación y encontrar  $t_{50}$  en el eje de las abscisas.
- Calcular  $C_v$  según la siguiente fórmula:

$$C_v = \frac{T_v \cdot h^2}{t_{50}} \quad (10)$$

Donde  $T_v$  es el factor tiempo para un grado de consolidación del 50%, estipulado en 0,197,  $h$  es  $\frac{1}{2}$  de la altura de la muestra en el edómetro (ya que la célula edométrica utilizada en la campaña experimental drena por las dos caras), y  $t_{50}$  es el tiempo al cual se alcanza el 50% de la consolidación primaria según el método de Casagrande.

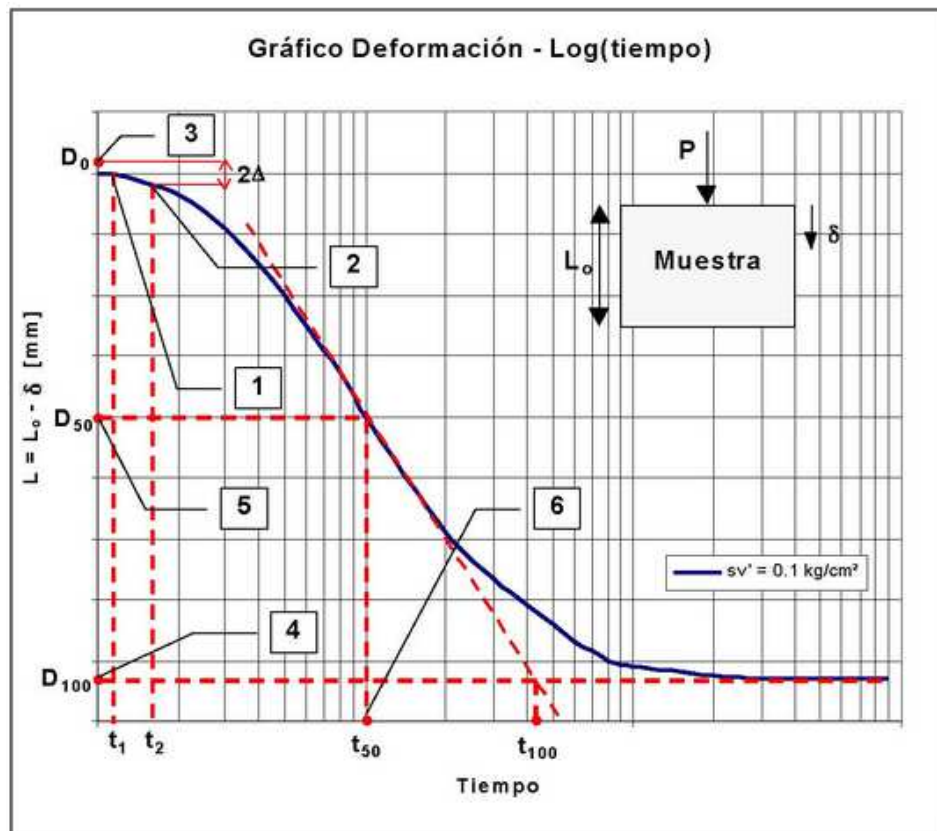


Figura 24: Representación gráfica del método de Casagrande para calcular el coeficiente de consolidación a partir del gráfico deformación vertical – log(tiempo). Poliotti, M. y Sierra, P. (2011).



### 3.3.6 Ensayos edométricos realizados en este estudio

En los ensayos edométricos realizados, las presiones se han aplicado en una célula edométrica con un anillo de 4,5 cm de diámetro y una altura de 1,2 cm (ver figura 25), a partir de una prensa Wykeham Farrance a una velocidad de 0,028 mm/minuto (a carga continua), saturando la muestra inicialmente. Realizando la adquisición de datos con una célula de carga de 5000 Kg (error de  $\pm 5$  Kg) y un sensor inductivo de desplazamiento LVDT (Transformador diferencial de variación lineal) para la obtención del desplazamiento vertical (ver figura 26).

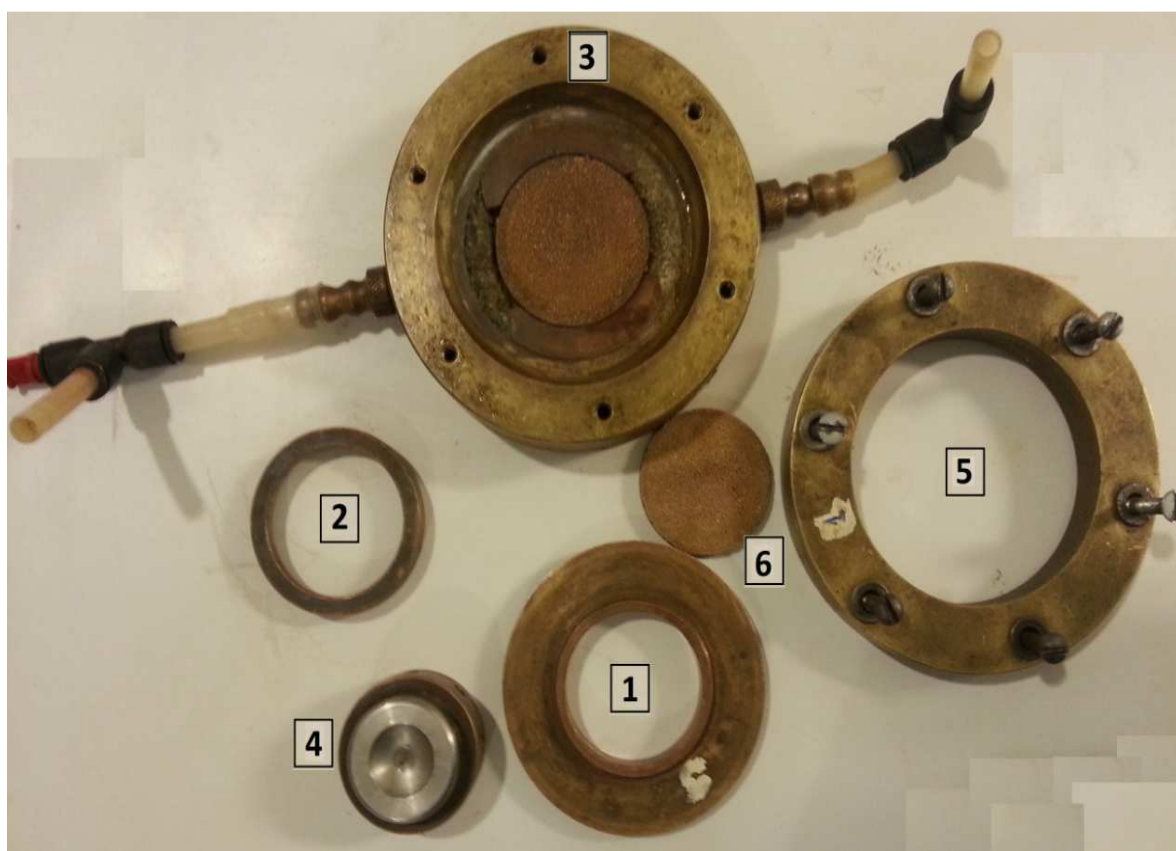


Figura 25: Disposición de la célula edométrica utilizada en este estudio por partes. El 1 es el anillo donde se talla la muestra de suelo, el 2 es la guía del anillo para que la carga se aplique lo más ortogonalmente posible, el 3 es la base de la célula que contiene el sistema de drenaje inferior, el 4 es el cabezal desde el cual recibe la carga el suelo y contiene el sistema de drenaje superior, el 5 es la corona que se acopla para poder reproducir las condiciones de nivel freático y el 6 representa la piedra poros de mismo diámetro que el anillo y la muestra de suelo (45mm).





Figura 26: Disposición de la célula edométrica en la prensa Wykeham Farrance, donde se aplica una carga continua de 0,028 mm/minuto, y en la que se lleva a cabo una adquisición de datos a partir de una célula de carga y un LVDT.

El ensayo llevado a cabo contiene limitaciones que hay que tener en cuenta, al ser un ensayo uniaxial, presenta fuertes fricciones laterales suelo-anillo y a parte este ensayo no permite controlar el drenaje ni medir presiones intersticiales. Pero el principal problema de los ensayos edométricos es la escala temporal, ya que, en el laboratorio se reproducen en varias horas/minutos cambios volumétricos que en la realidad tardan días incluso meses, este efecto sumado a la aplicación de la presión de manera continua creciente por la prensa, conlleva que la curva edométrica determinada en el laboratorio presente una fuerte curvatura en el paso de deformaciones recuperables a deformaciones irreversibles, que no coincida con el pico de la curva edométrica real (presión de preconsolidación).

## 4. Resultados

### 4.1 Ensayos preliminares

Primeramente, se realizan unos ensayos preliminares, para obtener una idea del comportamiento del suelo A-28 a grandes rasgos.

#### 4.1.1 Ensayo de compactación Proctor Normal (PN)

En la figura 27 se representa una primera curva de compactación al 100% de la energía del Proctor Normal, al mismo tiempo representamos las curvas obtenidas anteriormente en otros trabajos de investigación sobre el mismo suelo, también al 100% de energía, la curva del LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) y la curva UPC Gómez, R. (2009), así como la curva posterior definitiva del 100% de la energía PN obtenida (PN-100%, ver apartado 4.2 figura xx).

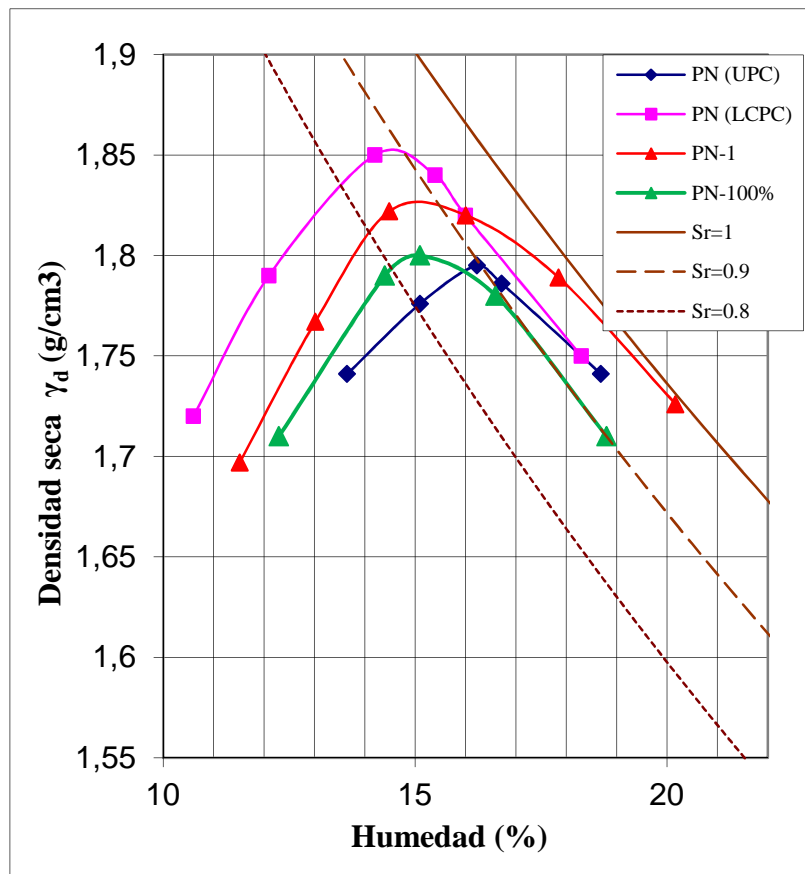


Figura 27: Representación de la primera curva de compactación Proctor Normal obtenida (en rojo) en comparación con otras curvas obtenidas por otros autores, y la curva definitiva que se utiliza en este estudio PN-100%. Se grafican las curvas de saturación en función de la densidad seca y la humedad ( $S_r$ ).

Para el Proctor normal PN-1, se utiliza un 100% de energía del Proctor Normal, con un molde de  $538,78 \text{ cm}^3$ , un peso de la maza de 2.5Kg con una caída de 30 cm, llevando a cabo 14 golpes en cada una de las 3 capas, este ensayo determina una densidad seca máxima de  $1,825 \text{ g/cm}^3$  y una humedad óptima de 15,5%. En el resto de ensayos posteriores se utilizará un molde de  $990 \text{ cm}^3$ , obteniendo resultados distintos y más precisos si cabe, ya que, al ser más grande el molde, las condiciones de confinamiento son diferentes.

#### 4.1.2 Ensayos para evaluar el hinchamiento-colapso

Se han realizado ensayos de colapso-hinchamiento sobre unas muestras compactadas con humedades de entre 14,5%, situadas en el lado seco, zona susceptible de colapso o hinchamiento con presión de preconsolidación elevada. La saturación se ha realizado bajo cargas verticales de 0, 10 y 30 kPa. En el caso de la carga de 10 kPa la inundación se ha realizado a los 10 min desde el inicio de la carga mientras que en el caso de la carga de 30 kPa la inundación se ha realizado a los 20 min de la carga.

En la figura 28 se muestran las curvas de hinchamiento en el caso de la saturación sin carga y una altura de muestra de 12 mm. Se puede observar un pequeño hinchamiento (del orden de unas 12-15  $\mu\text{m}$ ) que puede considerarse poco relevante para el comportamiento posterior de las muestras. Se puede observar como a mayor energía de compactación, mayor es el hinchamiento.

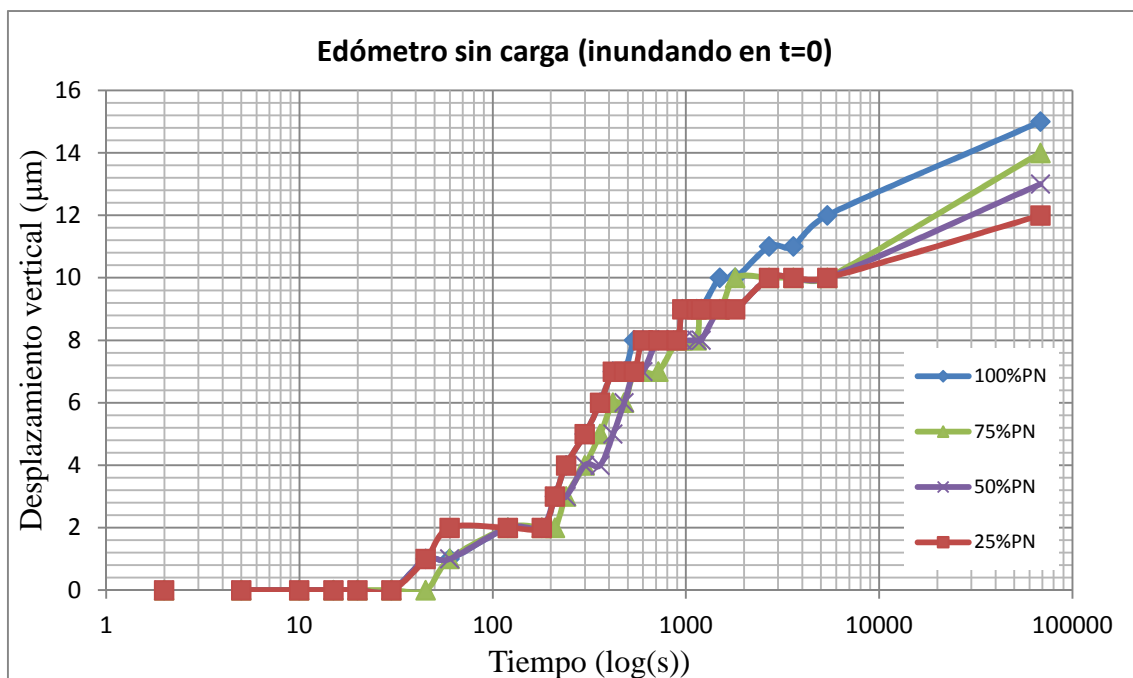


Figura 28: Gráfico de la curva de consolidación, sin aplicar carga para cuatro energías distintas del PN con humedades de compactación similares

A partir de las compactaciones del 100% del PN descritas en el apartado anterior, se han realizado ensayos edométricos a distintas humedades iniciales. Se ha utilizado una célula con una muestra de 2 cm de altura y 5 cm de diámetro, aplicando una presión de 10 kPa e inundando la muestra a los 10 minutos (ver figura 29). Se observa que la muestra compactada al 14,4% de humedad (altos valores de succión) al saturar hincha del orden de 10  $\mu\text{m}$  y el resto de las muestras presentan un cierto colapso. El asiento de 40  $\mu\text{m}$  observado en la muestra del 17% de humedad puede atribuirse al efecto de la consolidación debida a la aplicación de la carga a que su grado de saturación inicial es del orden del 95%. En estos edómetros, se observan deformaciones volumétricas (colapso o hinchamiento) del orden de  $\pm 10 \mu\text{m}$ , insignificantes con las deformaciones volumétricas que se obtendrán posteriormente, a causa de la baja presión aplicada, presión que se encuentra en la rama de recarga de la curva edométrica, lejos de la presión de preconsolidación.

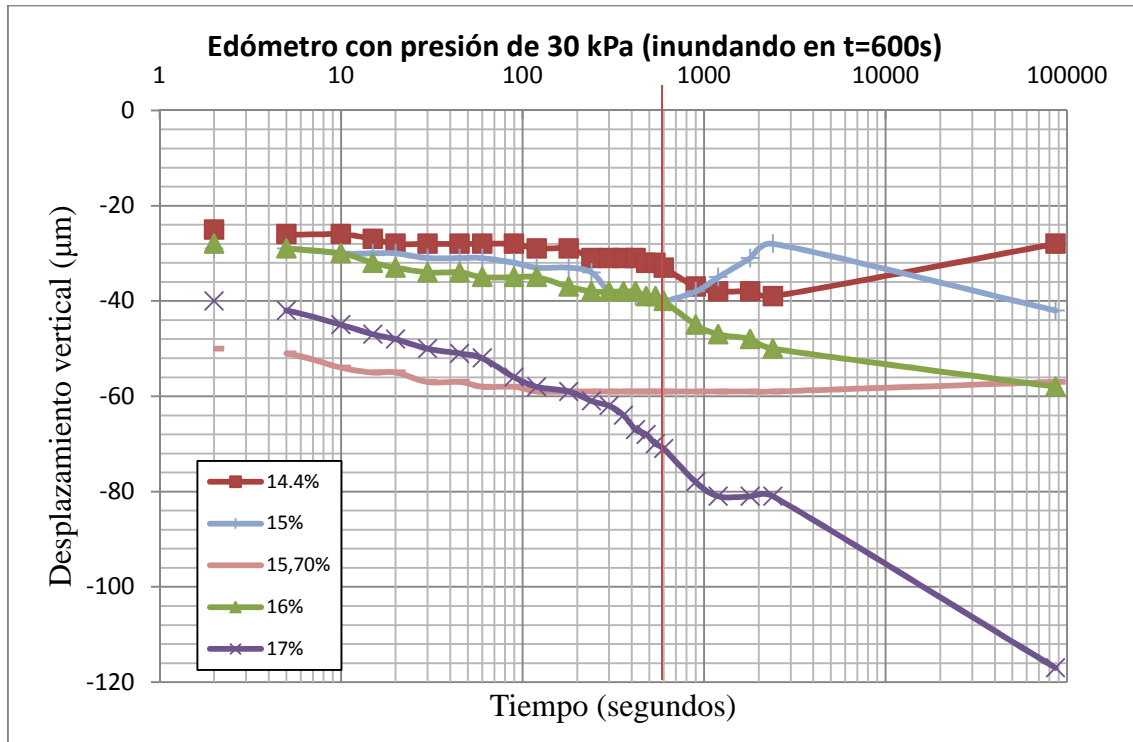


Figura 29: Gráfico deformación – log(tiempo) de 5 muestras compactadas al 100% de la energía Proctor Normal a distinta humedad (leyenda) e inundando a los 10 minutos (línea roja).

En la figura 30 se muestran las curvas de asiento para el caso de muestras con humedades iniciales del 14.5% y distintos grados de compactación. Las muestras, de 12 mm de altura, se han cargado con 30 kPa y han sido saturadas a 20 min tras la aplicación de la carga. Se observan curvas de consolidación similares para las distintas energías de compactación, aunque se aprecian mayores deformaciones verticales para

las muestras de menor energía de compactación (menor densidad seca para una misma humedad). Puede constatarse que la saturación prácticamente no altera a la curva asiento-tiempo.

A partir de estas tres series de ensayos se verifica que los colapsos – hinchamientos producidos son insignificantes, del orden de  $\pm 10\mu\text{m}$  en el rango de presión vertical de 0 a 30 kPa.

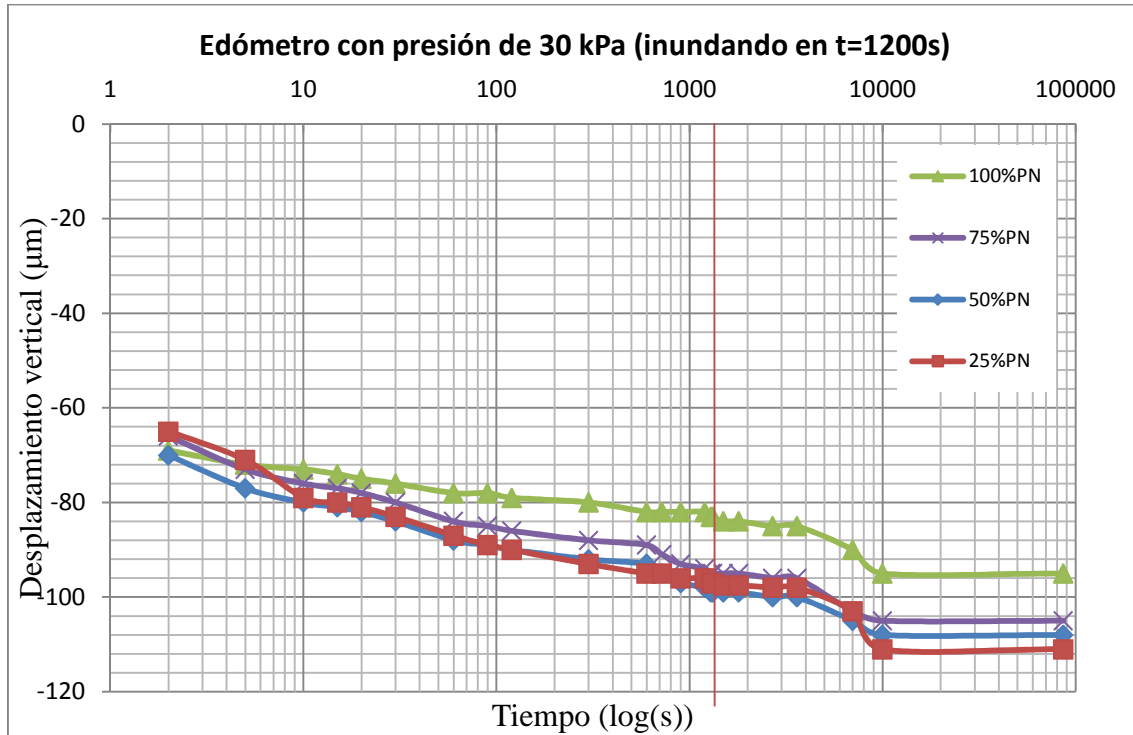


Figura 30: Gráfico de la curva de consolidación, aplicando una presión de 30 kPa para cuatro energías distintas del PN con humedades de compactación similares.

## 4.2 Ensayos de compactación a distintas energías

Con tal de evaluar la presión de preconsolidación del suelo A-28 según las condiciones de compactación, se procedió a realizar 4 compactaciones de 100%, 75%, 50% y 25% del PN (ver figura 17 apartado 3.2.2).

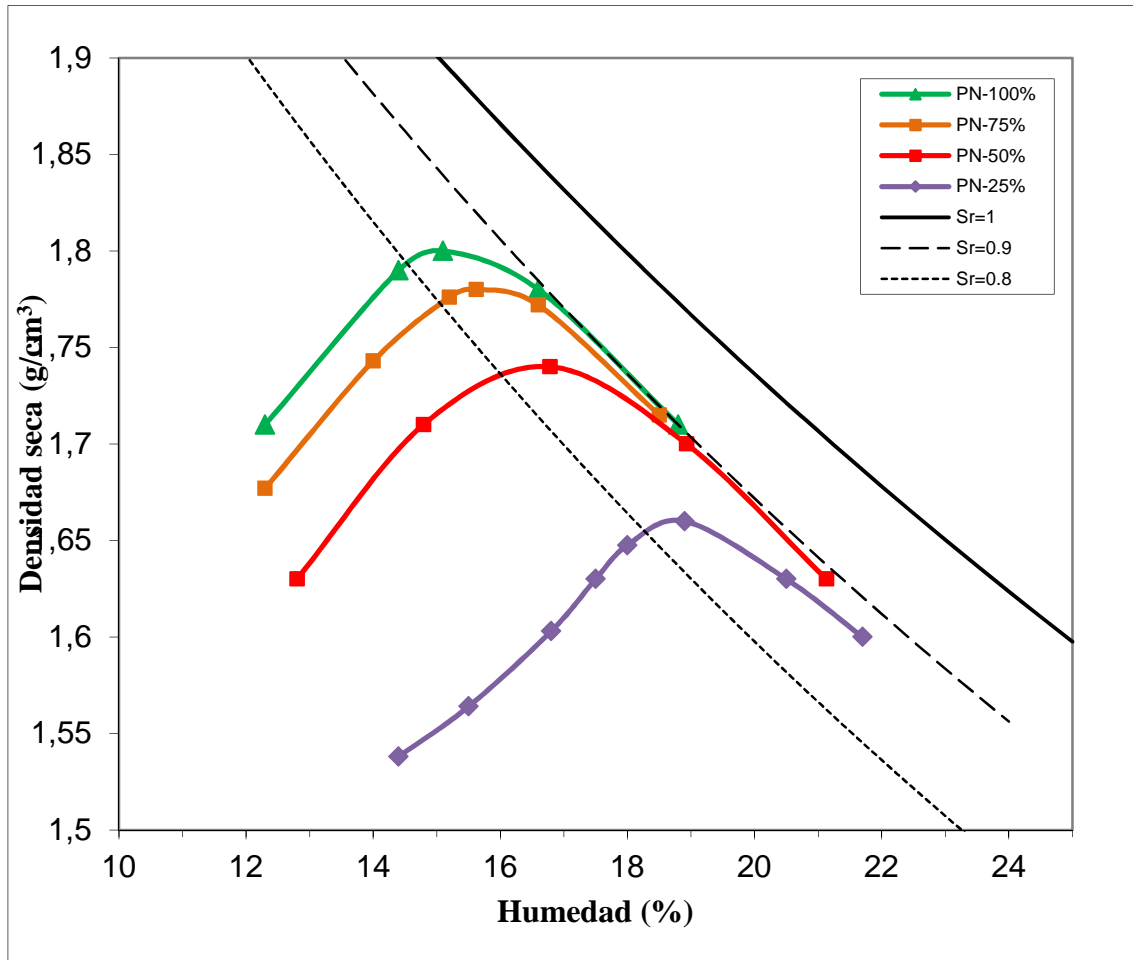


Figura 31: Representación de las curvas de compactación Proctor a distintas energías de PN.

En la figura 31 y la tabla 1 se observan las 4 curvas de compactación Proctor, se observa que los puntos óptimos (humedad y densidad seca óptima) se localizan a una saturación del 85%, y como al compactar a menor energía del PN las curvas de compactación determinan una disminución de la densidad seca con una tendencia cuadrática en el lado seco. En el lado húmedo las 4 curvas tienden hacia unos mismos valores, localizando esta convergencia en la curva del 90% de saturación.

	$\omega$ (%)	$\gamma_d$ ( $\text{g/cm}^3$ )	$S_r$ (%)
PN-100%	15,10	1,80	84,1
PN-75%	15,62	1,78	84,0
PN-50%	16,78	1,74	84,3
PN-25%	18,90	1,66	83,5

Tabla 1: Resultados obtenidos de los valores óptimos de cada curva de compactación.

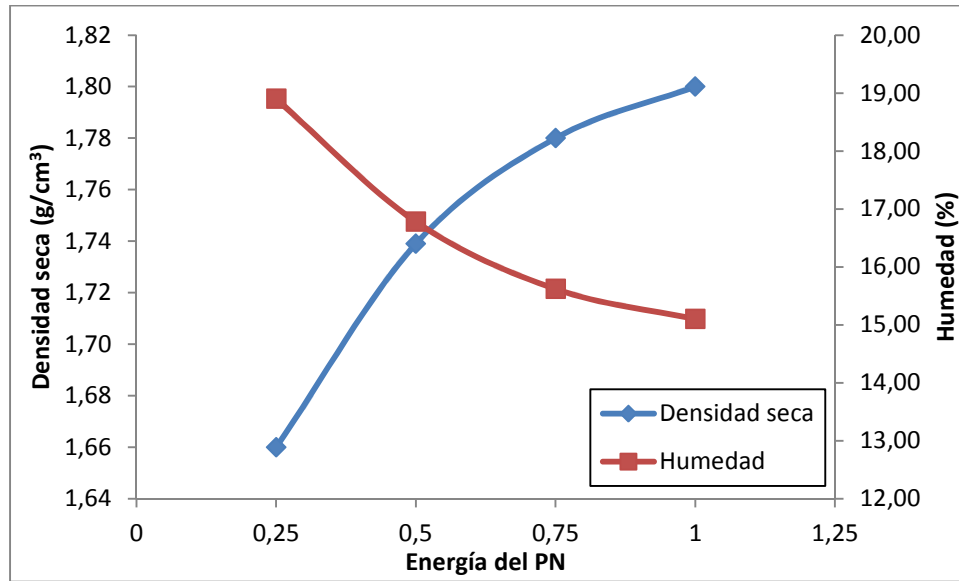


Figura 32: Representación de los datos de la tabla 1 de densidad seca y humedades óptimas para las cuatro energías distintas.

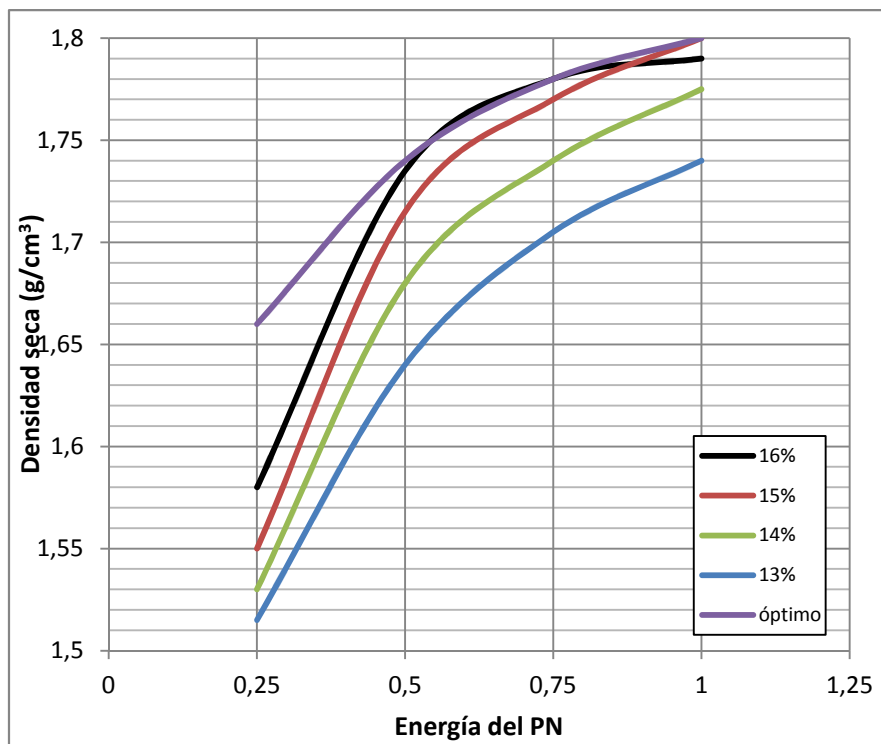


Figura 33: Gráfico de la densidad seca en función de la energía aplicada (% del PN) para cuatro humedades distintas y para los valores óptimos (ver tabla 1).

### 4.3 Curva de retención

Dada la importancia de conocer la succión en suelos no saturados, durante la campaña de ensayos, después de cada compactación Proctor realizada se procedía a medir la succión de la muestra. Estas medidas se realizaron con un tensiómetro de laboratorio de la marca UMS modelo T5 (ver figura 34), cuyo rango de medida va de 0 a 250 kPa con una tolerancia de  $\pm 0,5$  kPa.



Figura 34: Medición de la succión con tensiómetro en el laboratorio de una muestra compactada.

A partir de las mediciones obtenidas se procedió a obtener la gráfica de saturación – succión. Se utilizó una ecuación para ajustar los valores medidos experimentalmente y obtener los valores a bajas y altas saturaciones. Esta ecuación fue propuesta por van Genuchten, M. Th. (1980). La ecuación de ajuste es la siguiente:

$$S_r = \left( 1 + \left( \frac{s}{m} \right)^{\frac{1}{1-\lambda}} \right)^{-\lambda} \quad (10)$$

Donde  $m$  y  $\lambda$  son parámetros de ajuste,  $s$  la succión (kPa) y  $S_r$  el grado de saturación. Se determinan los parámetros de ajuste  $m$  y  $\lambda$  a partir de las medidas experimentales de la succión – saturación obtenidas, por ajuste de mínimos cuadrados aplicando la ecuación de van Genuchten. Se determina una  $m = 22,02$  y  $\lambda = 0,31$ .



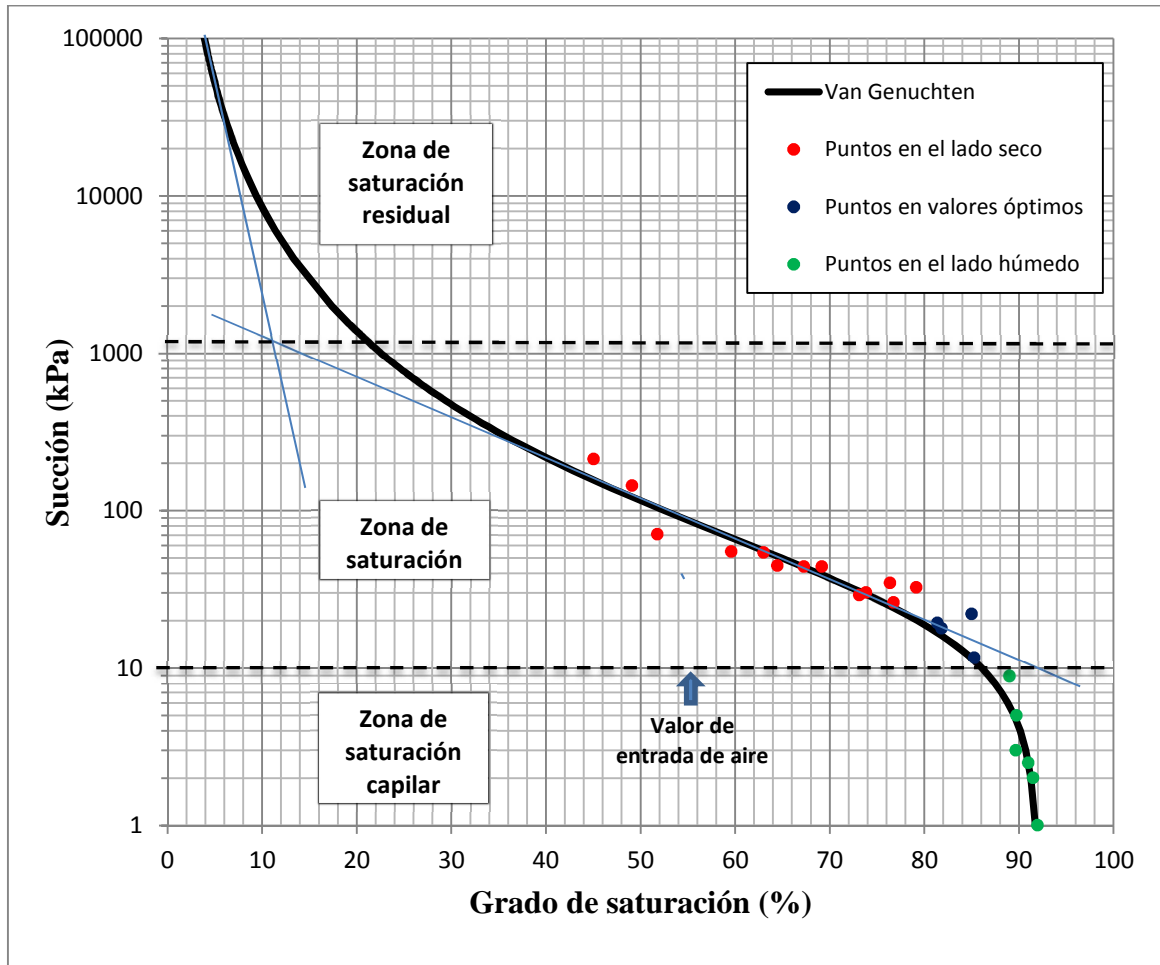


Figura 35: Curva de retención del suelo A-28 obtenida por ajuste de van Genuchten a partir de puntos experimentales (puntos rojos, azules y verdes).

En la figura 35 se muestra la gráfica semilogarítmica de succión en función de la saturación del limo de baja plasticidad A-28. Se representan los puntos obtenidos a partir de las mediciones con el tensiómetro, los puntos de color rojo pertenecen a muestras con humedades del lado seco, los puntos de color azul pertenecen a valores próximos a puntos de densidad seca máxima (valores óptimos) y los puntos de color verde pertenecen a humedades del lado húmedo.

Se determina la frontera de la saturación capilar con un valor de entrada de aire de unos 10 kPa (succión en el suelo en las condiciones en las que comienza el proceso de desaturación, que coincide con el límite de contracción en suelos cohesivos), y la zona de saturación residual con un valor de succión de 1100 kPa. El valor del grado de saturación máximo se encuentra entorno al 92%. Es decir, las muestras compactadas no llegan a saturar al 100%. Más adelante se muestra como se necesita aplicar presión para que el suelo se sature al 100%.

#### 4.4 Ensayos edométricos a humedad constante. Compactación estática.

Es de interés realizar compactaciones estáticas con humedad constante aplicando carga continua con prensa de igual forma que se realizará la campaña de ensayos edométricos inundando al inicio (ver apartado 4.5), obteniendo correlaciones muy interesantes, ya que, los ensayos edométricos se inundarán de agua antes de aplicar carga.

Para un mayor entendimiento de los resultados obtenidos a posteriori, se realizan diversos ensayos de compactación estática en la prensa a carga continua de 0,84 mm/minuto con adquisición de datos de carga y de desplazamiento vertical, para así realizar comparaciones con los valores de presión de preconsolidación que se obtendrán y de compactación ya obtenidos. La figura 36 muestra la densidad seca alcanzada en función de la tensión vertical aplicada para diferentes valores de la humedad.

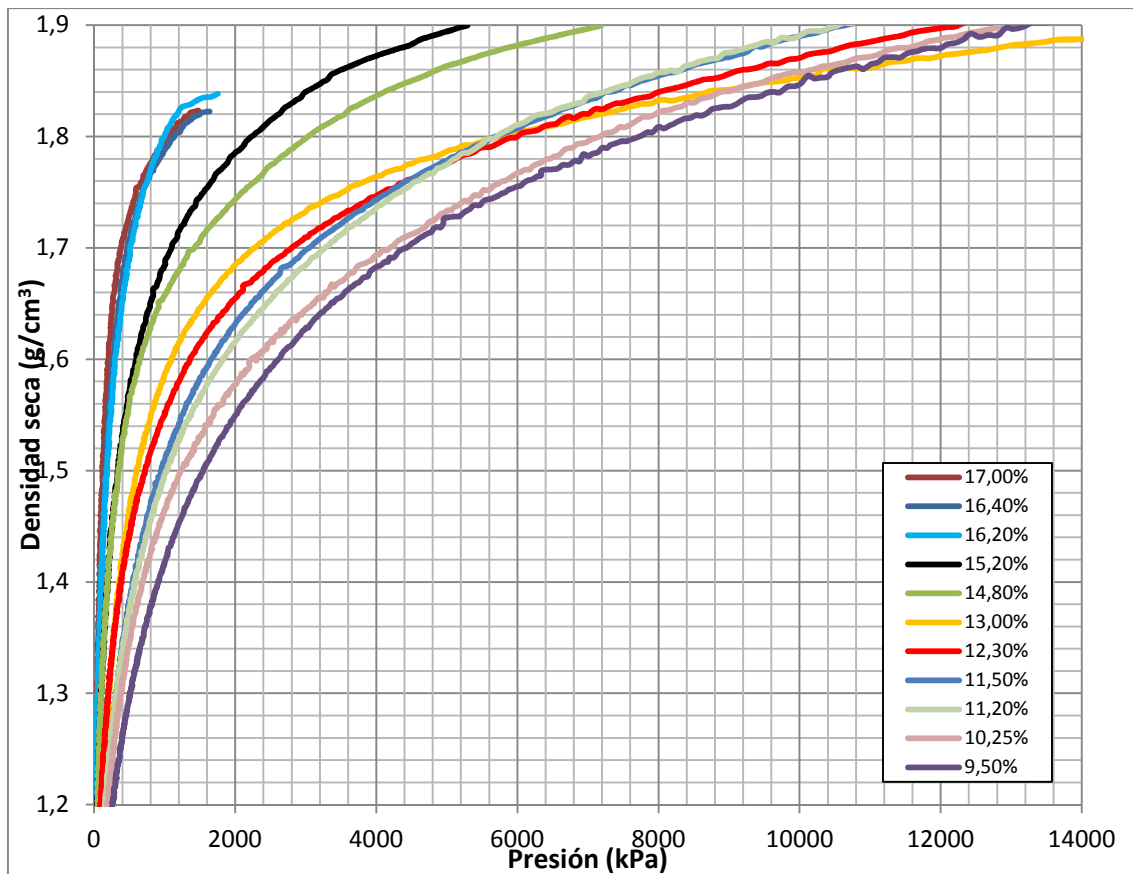


Figura 36: Compactaciones llevadas a cabo a carga continua con la prensa Wykeham Farrance a humedades constantes.

En la figura 37, se representan las compactaciones estáticas al mismo tiempo que las curvas de compactación dinámica obtenidas a cuatro energías distintas. Se grafican las curvas de compactación estática obtenidas con humedades constantes a partir de los valores de presión aplicada para obtener una densidad específica. Se han representado 10 curvas de iguales presiones aplicadas (isolíneas), correspondientes a 0.1, 0.2, 0.5, 1, 1.5, 2, 2.5, 3, y 3.5 MPa.

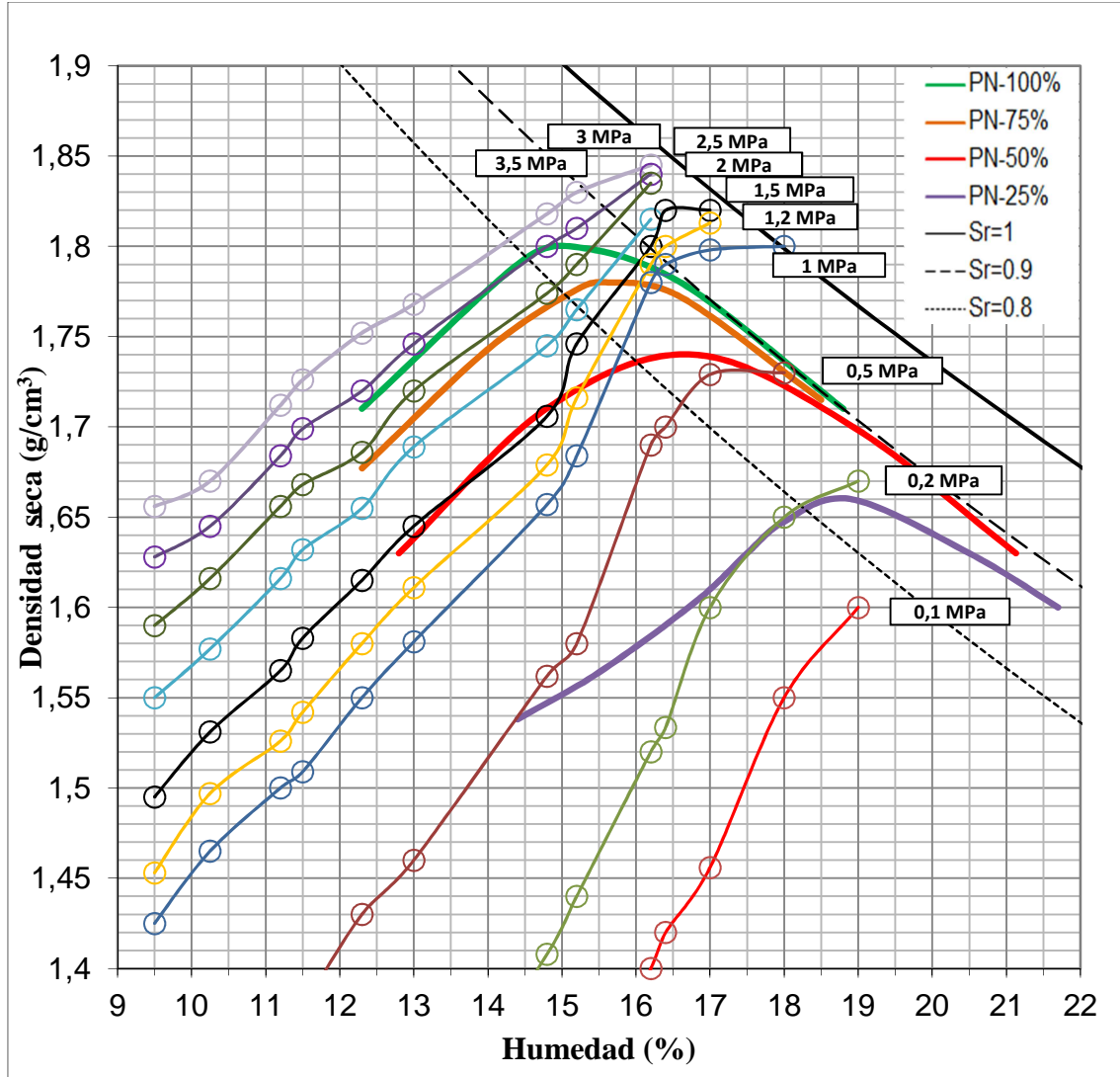


Figura 37: Gráfico en el que se representan las curvas de compactación dinámica (a cuatro energías distintas) y las compactaciones estáticas a humedad constante que expresan la presión aplicada para obtener una densidad seca específica.

En la figura 38 se dibuja el índice de poros en función de la carga aplicada en las 10 muestras a distinta humedad. En este gráfico se puede observar los picos correspondientes a las oscilaciones de la lectura en la célula de carga de 50 kN

(precisión del orden de 50 N). La presión de preconsolidación que se puede observar en la figura corresponde a los 100-200 N aplicados manualmente sobre la muestra antes de empezar la compactación.

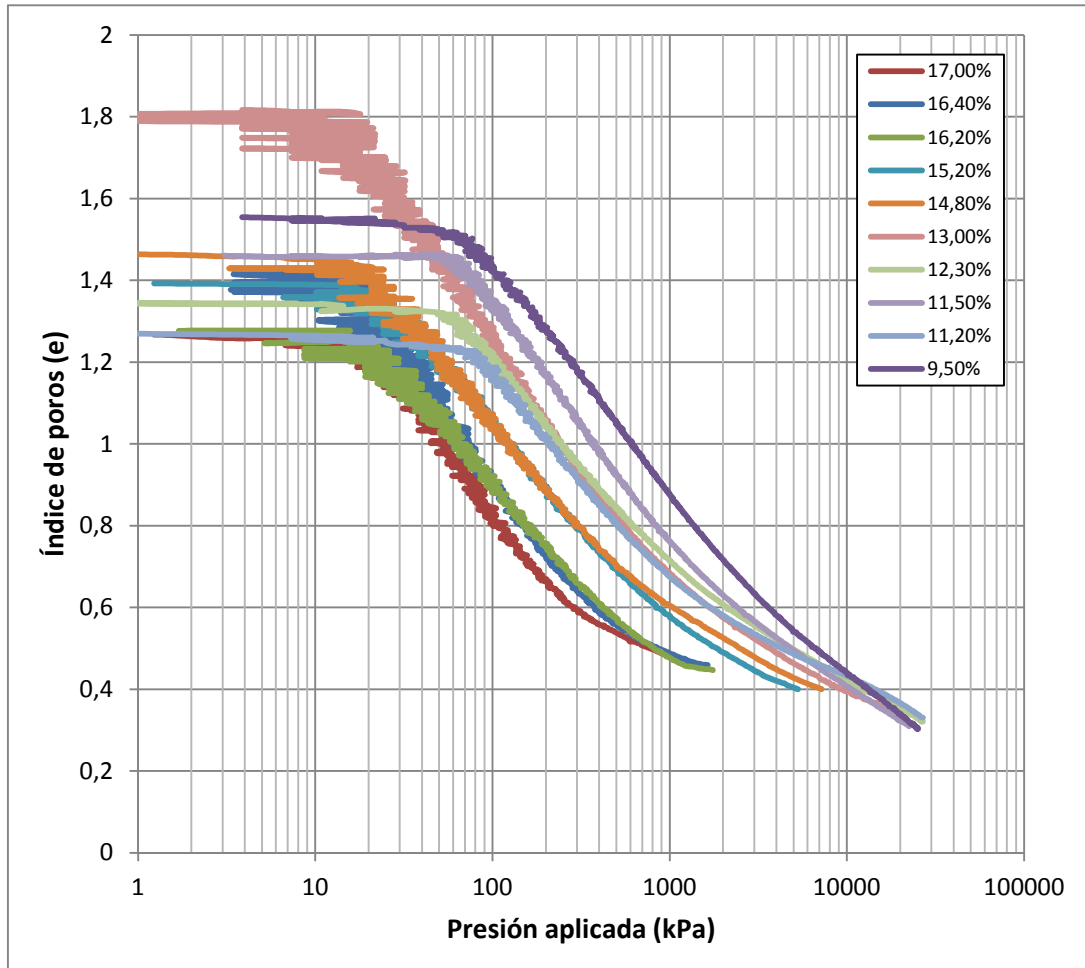


Figura 38: Representación del índice de poros en función de la presión aplicada en escala semilogarítmica.

En la figura 39 se muestra para cuatro humedades diferentes la presión estática que es necesaria aplicar para obtener la misma densidad seca pero con compactación dinámica. También se incluye la relación entre la energía de compactación y la presión estática para los cuatro puntos óptimos en la compactación dinámica. Puede observarse que la presión estática para la energía de compactación del PN puede variar entre 1 y 3 MPa.

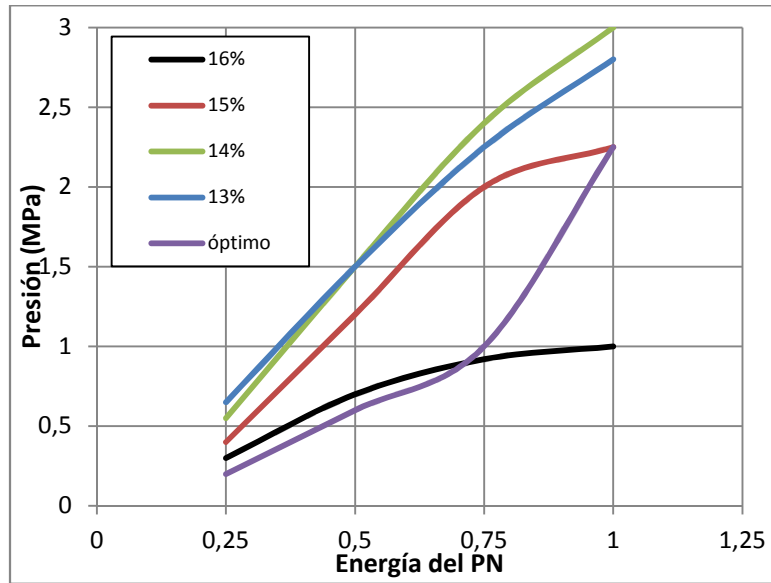


Figura 39: Gráfico que relaciona la presión aplicada en la compactación estática con puntos de la curva de compactación Proctor Normal (ver figura 31) en función de la energía del PN aplicada para cuatro humedades distintas y para los valores óptimos (ver tabla 1).

## 4.5 Campaña de ensayos edométricos a carga continua

En el siguiente apartado se van a mostrar los resultados de los edómetros a carga continua realizados (ver apartado 3.3.6) para las 4 energías de compactación distintas descritas anteriormente. La presión de preconsolidación se determinará a partir de tres métodos distintos (ver apartado 3.3.2 donde se explica el método de Casagrande y los otros dos métodos relacionados con la deformación unitaria y la presión aplicada).

En esta campaña de ensayos edométricos se aplica carga continua a una velocidad de desplazamiento constante de 0,028 mm/minuto. La muestra se satura antes de comenzar la carga, ya que, con prensado de carga continua no se pueden evaluar los cambios producidos al inundar. Se ha visto anteriormente que los cambios producidos por la saturación sin carga son menores de 15  $\mu\text{m}$ .

### 4.5.1 Ensayos edométricos saturados para el 100% PN

En las siguientes figuras, se muestran los gráficos más representativos obtenidos por el ensayo edométrico a carga continua de 0,028 mm/minuto, aplicando una compactación dinámica del 100% de la energía del PN.

Estos ensayos se realizan hasta llegar a una carga de 20 kN (aproximadamente unos 12.000 kPa de presión) realizando un ciclo de descarga-recarga continua entre medio de la carga, y una descarga final al llegar a los 20 kN.

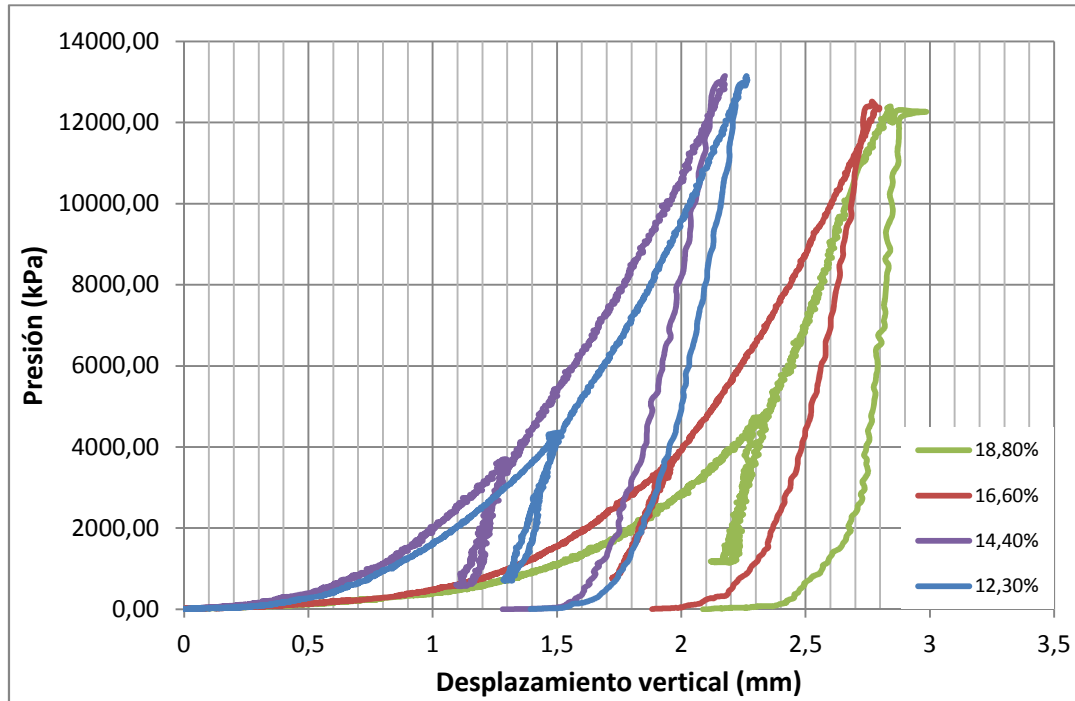


Figura 40: Gráfico del desplazamiento vertical obtenido en función de la presión aplicada por la prensa.

En la figura 40 anterior, se denota como el suelo con humedad de compactación del 14,4% es el que sufre menor desplazamiento vertical, ya que, es la humedad más próxima al punto óptimo de la curva de compactación, (15,1% en la tabla 1) y es el que presenta una mayor densidad seca inicial. Cuanto mayor es la diferencia con esta humedad óptima, mayor es el desplazamiento vertical sufrido por la muestra, denotando un crecimiento mayor del desplazamiento en el lado húmedo de la curva de compactación.

En la siguiente figura 41, se representan las curvas edométricas. Se observa fácilmente la relación que hay entre el índice de poros, y la densidad seca obtenida en la compactación. Y al igual que en el gráfico de desplazamiento vertical en función de la presión aplicada, las muestras del lado seco tienen curvas muy similares, por el contrario, las muestras del lado húmedo presentan un índice de poros inicial más elevado, pero el índice de poros final es similar en todas las muestras, ya que todas muestras poseen una saturación del 100% y la carga aplicada es suficientemente elevada como para que la estructura inicial del suelo quede borrada.

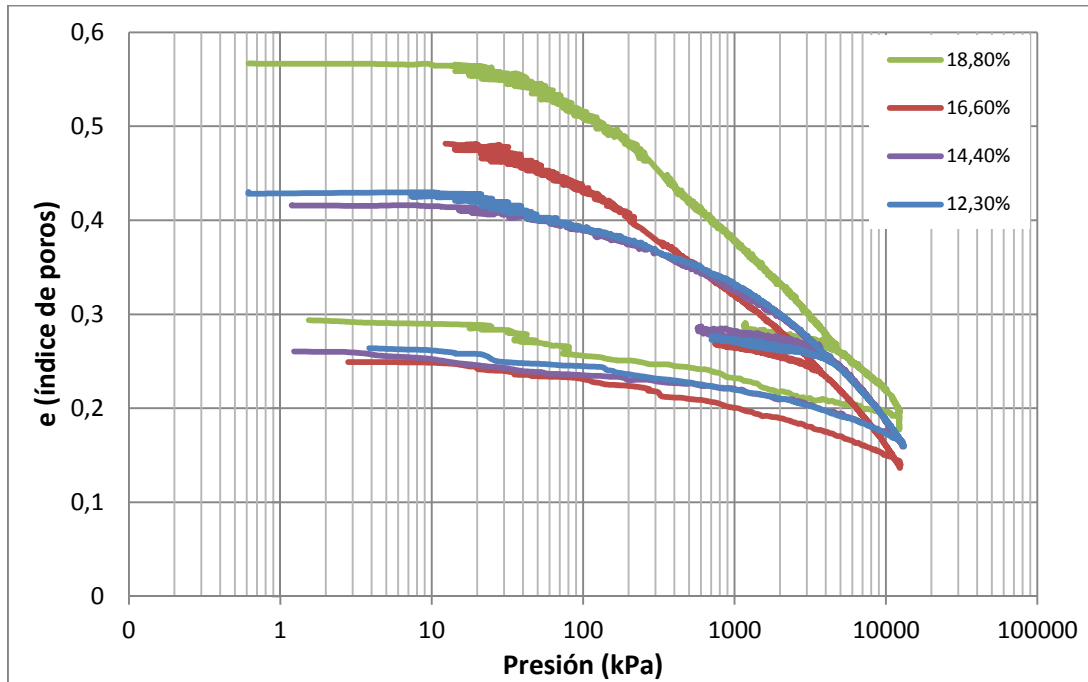


Figura 41: Gráfico de las curvas edométricas obtenidas, del índice de poros en función de la presión aplicada por la prensa.

En la siguiente figura 42 y 43, se representan la deformación unitaria,  $\varepsilon$ , parámetro muy útil para calcular asentos a cada instante de tiempo, (ver apartado 3.3.4) en función de la presión aplicada. En estos gráficos se comprueba la tendencia que determina valores pequeños de deformación unitaria en el lado seco próximo al punto óptimo de la curva de compactación PN.

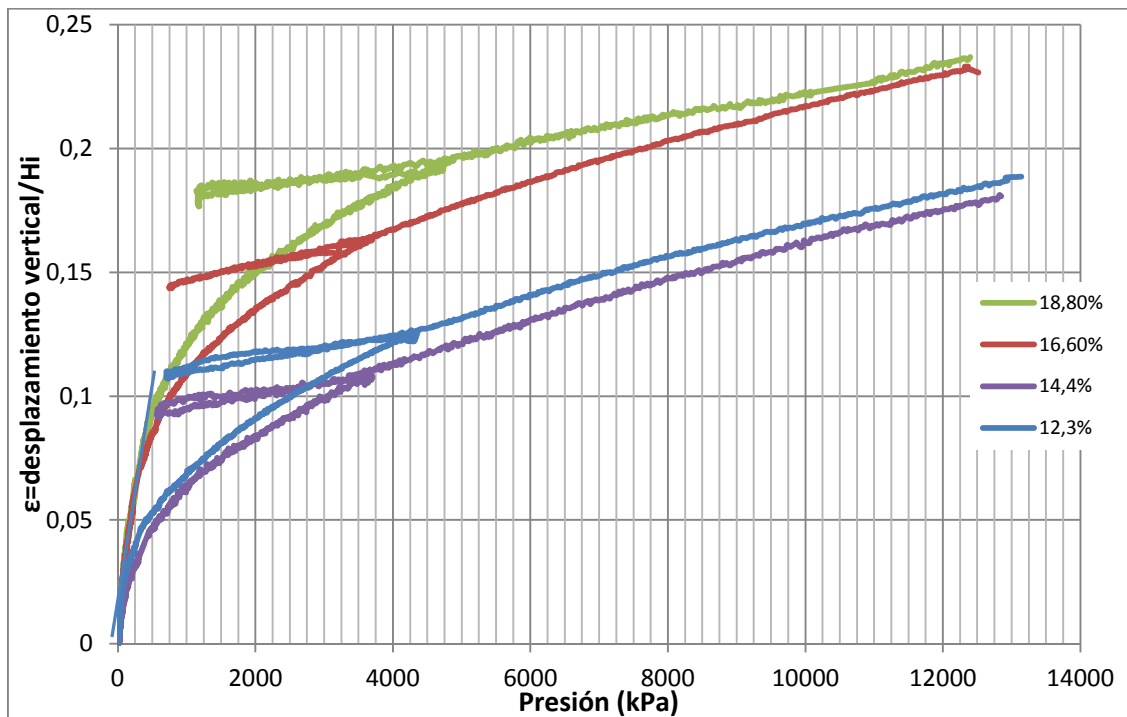


Figura 42: Gráfico de las curvas de la deformación unitaria,  $\varepsilon$ , en función de la presión vertical.

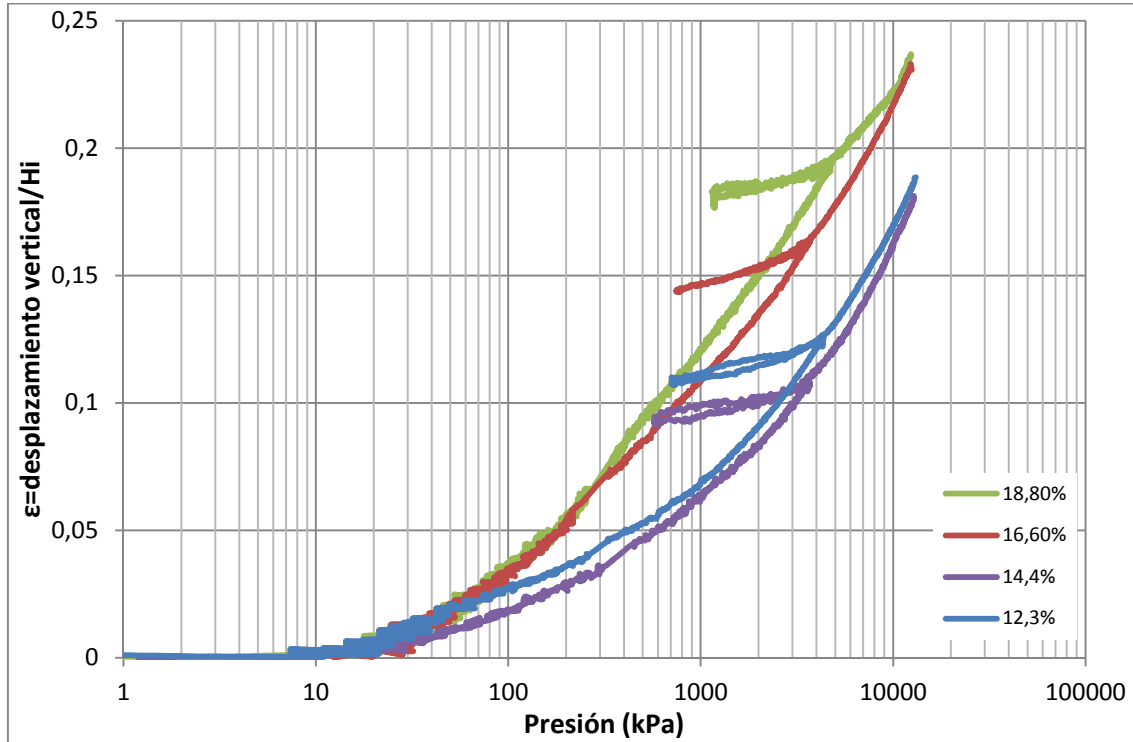


Figura 43: Gráfico de las curvas de la deformación unitaria,  $\epsilon$ , en función de la presión vertical en escala logarítmica.

A partir de los gráficos obtenidos en las anteriores figuras 42 y 43, se calcula la presión de preconsolidación (ver apartado 3.3.2).

A continuación se muestran todos los resultados obtenidos de los 5 ensayos edométricos realizados con muestras compactadas al 100% de la energía PN (Proctor Normal):

	PN-100%			
	Succión(kPa)	W (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Sr (%)
1	2	18,8	1,71	90,0
2	11	16,6	1,78	89,3
3	25	15,1	1,80	84,1
4	33	14,4	1,79	78,8
5	83	12,3	1,71	58,9

Tabla 2: Resultados obtenidos en la compactación dinámica 100%PN. Succión (kPa), humedad W (%), densidad seca  $\gamma_d$  (g/cm<sup>3</sup>) y grado de saturación Sr (%).



	PresiónPreconsolidación		
	Casagrande	$\epsilon-\sigma'$	$\epsilon-\log\sigma'$
1	300	300	300
2	450	440	420
3	650	680	700
4	900	800	900
5	500	480	500

Tabla 3: Resultados obtenidos de la presión de preconsolidación en kPa por el método de Casagrande, el método de la deformación unitaria en función de la presión aplicada y el método de la deformación unitaria en función de la presión aplicada en escala logarítmica.

	Parámetros edométricos			
	Cc	Cs	dv (cm)	Pc
1	0,194	0,029	0,195	300
2	0,180	0,035	0,140	480
3	0,170	0,038	0,080	675
4	0,170	0,050	0,090	870
5	0,165	0,025	0,095	500

Tabla 4: Resultados obtenidos del comportamiento elastoplástico de la muestra a partir del ensayo edométrico. Donde Cc y Cs son el índice de compresión y el de hinchamiento respectivamente descritos en el apartado 3.3.3 (los valores son adimensionales), el desplazamiento vertical final de la muestra dv (cm) y la presión de preconsolidación promedio calculada (kPa)

#### 4.5.2 Ensayos edométricos saturados para el 75% PN

En las siguientes figuras (44, 45, 46 y 47), se muestran los gráficos más representativos obtenidos por el ensayo edométrico a carga continua de 0,028 mm/minuto, aplicando una compactación dinámica del 75% de la energía del PN.

Las tendencias que muestran las curvas son análogas a las obtenidas con la energía del 100% del PN. En este caso, es suelo más rígido es el que tiene una humedad del 15,2%, muy cercana al óptimo (15,62%).

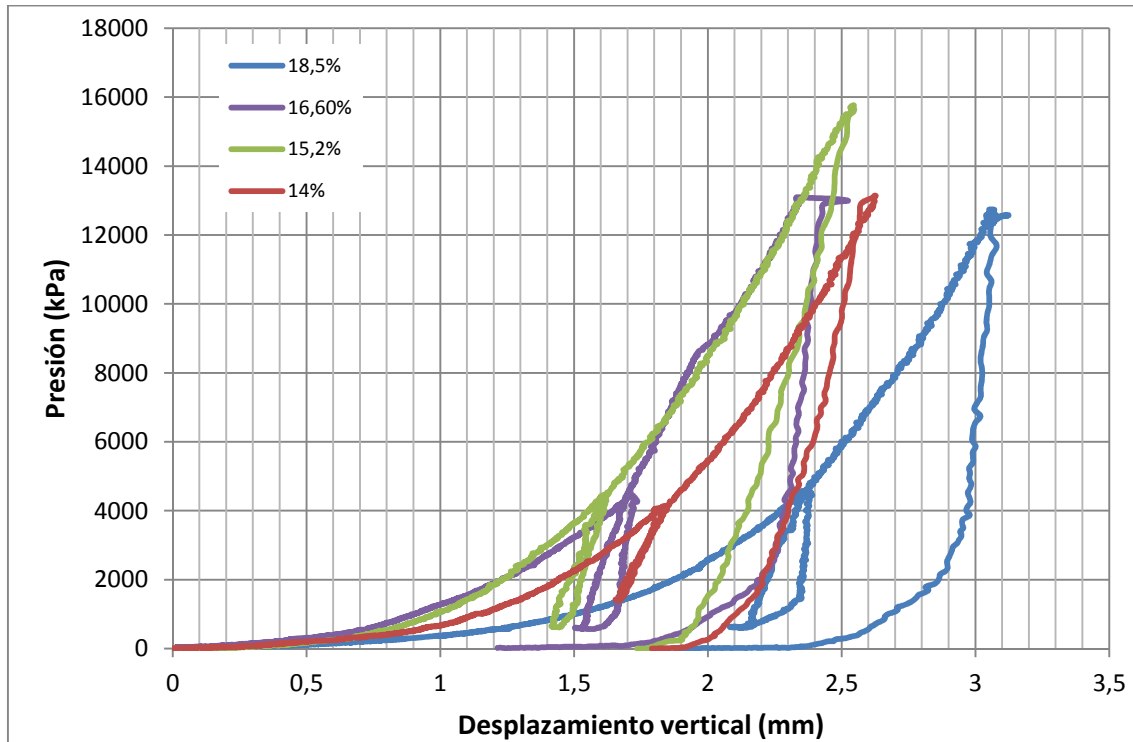


Figura 44: Gráfico del desplazamiento vertical obtenido en función de la presión aplicada por la prensa.

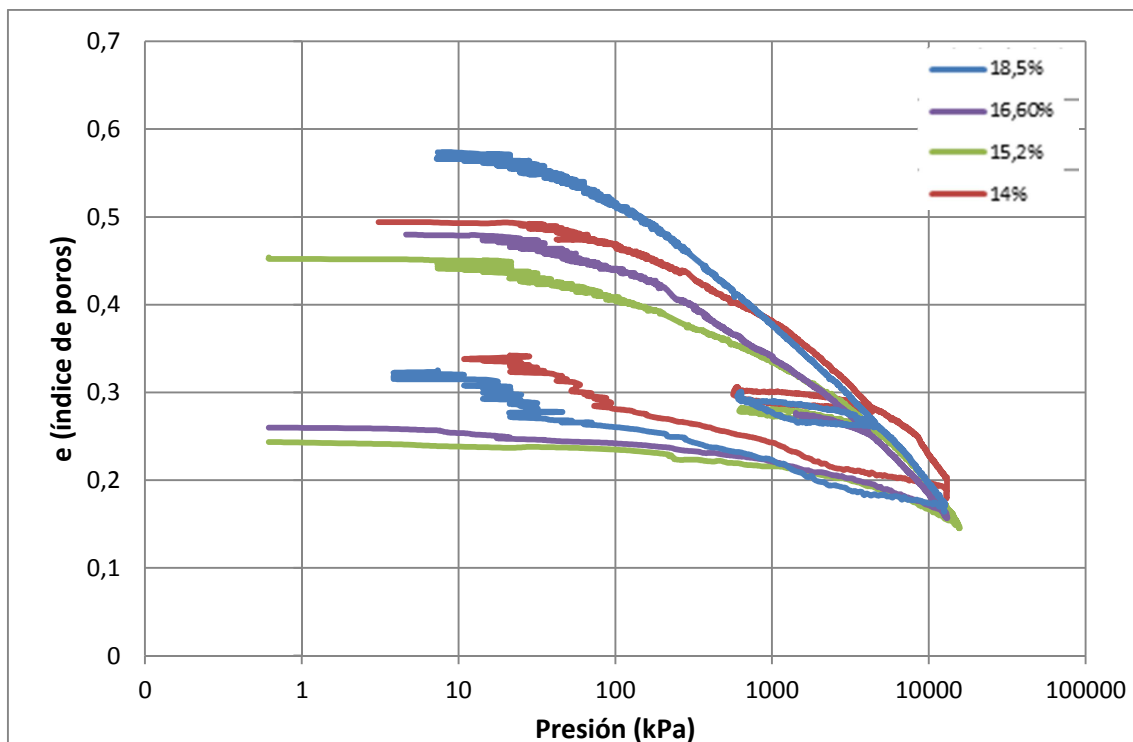


Figura 45: Gráfico de las curvas edométricas obtenidas, del índice de poros en función de la presión aplicada por la prensa.

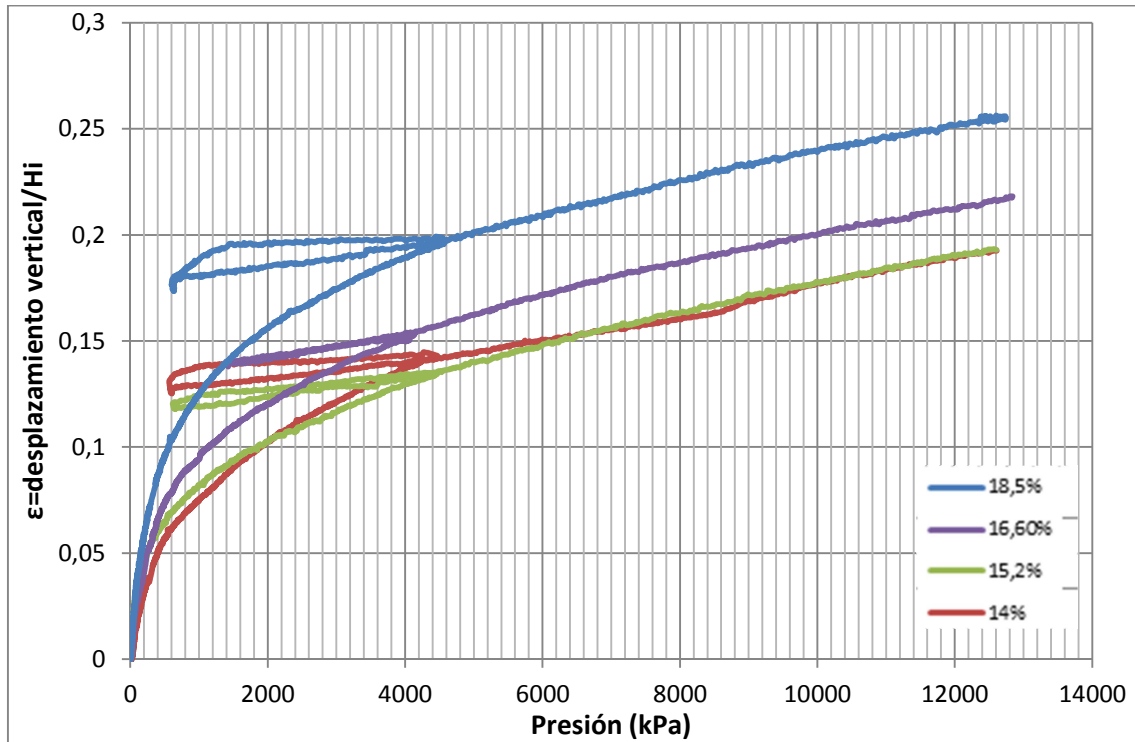


Figura 46: Gráfico de las curvas de la deformación unitaria,  $\epsilon$ , en función de la presión aplicada por la prensa.

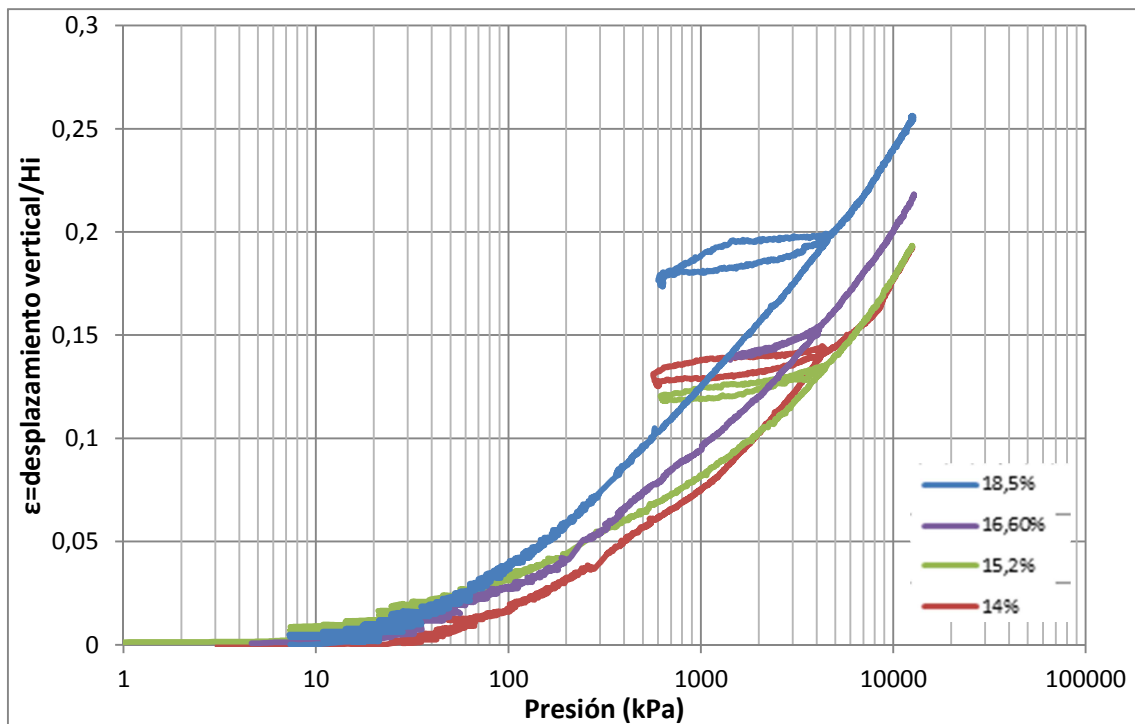


Figura 47: Gráfico de las curvas de la deformación unitaria,  $\epsilon$ , en función de la presión aplicada por la prensa en escala logarítmica.

A continuación se muestran todos los resultados obtenidos de los 6 ensayos edométricos realizados con muestras compactadas al 75% de la energía PN (Proctor Normal):

	PN-75%			
	Succión(kPa)	W (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Sr (%)
1	12	18,5	1,72	89,3
2	15	16,6	1,77	88,1
3	22	15,6	1,78	84,0
4	30	15,2	1,78	81,2
5	44	14,0	1,74	70,8
6	95	12,3	1,68	55,8

Tabla 5: Resultados obtenidos en la compactación dinámica 75%PN. Succión (kPa), humedad W (%), densidad seca  $\gamma_d$  (g/cm<sup>3</sup>) y grado de saturación Sr (%).

	PresiónPreconsolidación		
	Casagrande	$\epsilon-\sigma'$	$\epsilon-\log\sigma'$
1	350	370	360
2	460	450	450
3	600	600	600
4	700	650	700
5	660	670	620
6	450	470	450

Tabla 6: Resultados obtenidos de la presión de preconsolidación en kPa por el método de Casagrande, el método de la deformación unitaria en función de la presión aplicada y el método de la deformación unitaria en función de la presión aplicada en escala logarítmica.

	Parámetros edométricos			
	Cc	Cs	dv (cm)	Pc
1	0,199	0,031	0,190	360
2	0,200	0,025	0,190	460
3	0,210	0,035	0,100	600
4	0,200	0,050	0,120	680
5	0,180	0,038	0,135	650
6	0,180	0,035	0,140	460

Tabla 7: Resultados obtenidos del comportamiento elastoplástico de la muestra a partir del ensayo edométrico. Donde Cc y Cs son el índice de compresión y el de hinchamiento respectivamente descritos en el apartado 3.3.3 (los valores son adimensionales), el desplazamiento vertical final de la muestra dv (cm) y la presión de preconsolidación promedio calculada (kPa)

### 4.5.3 Ensayos edométricos saturados para el 50% PN

En las siguientes figuras, se muestran los gráficos más representativos obtenidos por el ensayo edométrico a carga continua de 0,028 mm/minuto, aplicando una compactación dinámica del 50% de la energía del PN. Con esta energía se han realizado 20 ensayos, por lo que ha sido la energía de compactación en la que se han obtenido más resultados, ya que, esta curva de compactación se encuentra en una disposición intermedia entre las otras tres curvas de compactación (ver figura 31 del apartado 4.2). Este grado de compactación se ha considerado clave para crear relaciones con los parámetros entre las otras tres curvas. Así pues, para este apartado se mostraran dos gráficas en vez de una como se muestra en el resto de los ensayos de 100%, 75% y 25% de energía PN, distinguiendo entre el lado seco y lado húmedo de la curva de compactación determinados por la humedad óptima obtenida de 16,78% (ver tabla 1).

En las figuras 47 y 48, se observa como el suelo de humedad del 15,2% es el que sufre menor desplazamiento vertical, y contra más nos alejamos de esta humedad, mayor es el desplazamiento vertical sufrido por la muestra, denotando un crecimiento mayor del desplazamiento en el lado húmedo de la curva de compactación, a excepción de la muestra de 11% de humedad en la que se obtiene la mayor deformación.

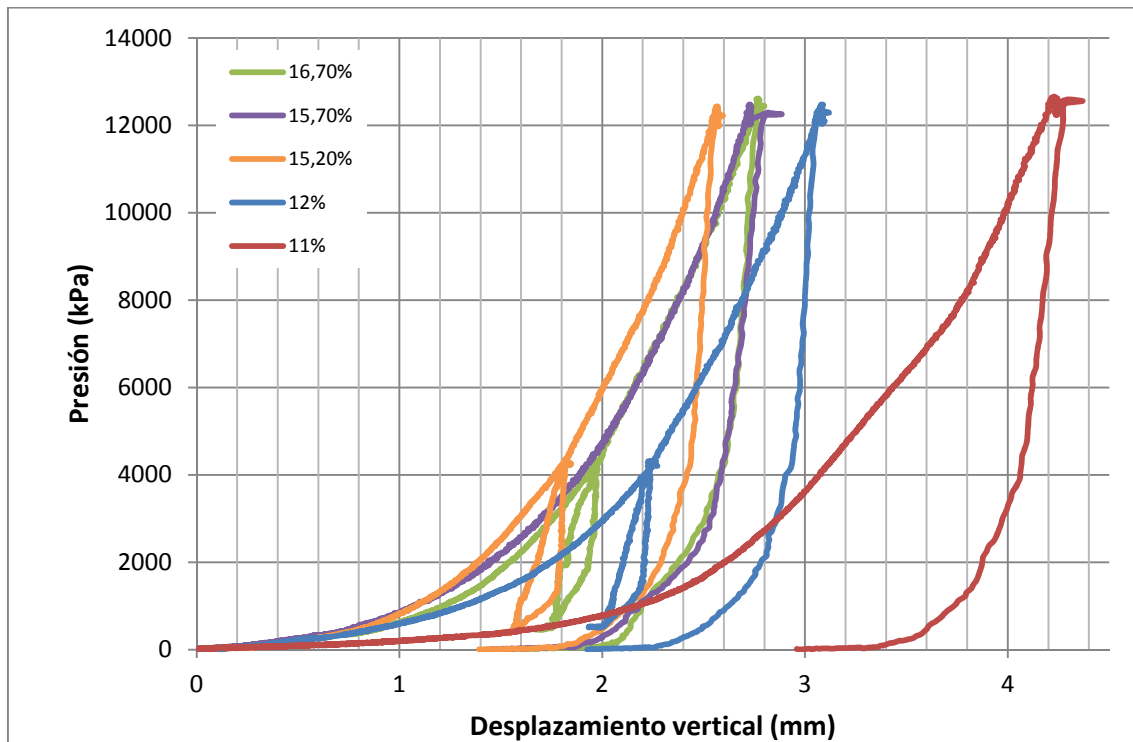


Figura 47: Gráfico del desplazamiento vertical obtenido en función de la presión aplicada por la prensa del lado seco de la curva de compactación PN.

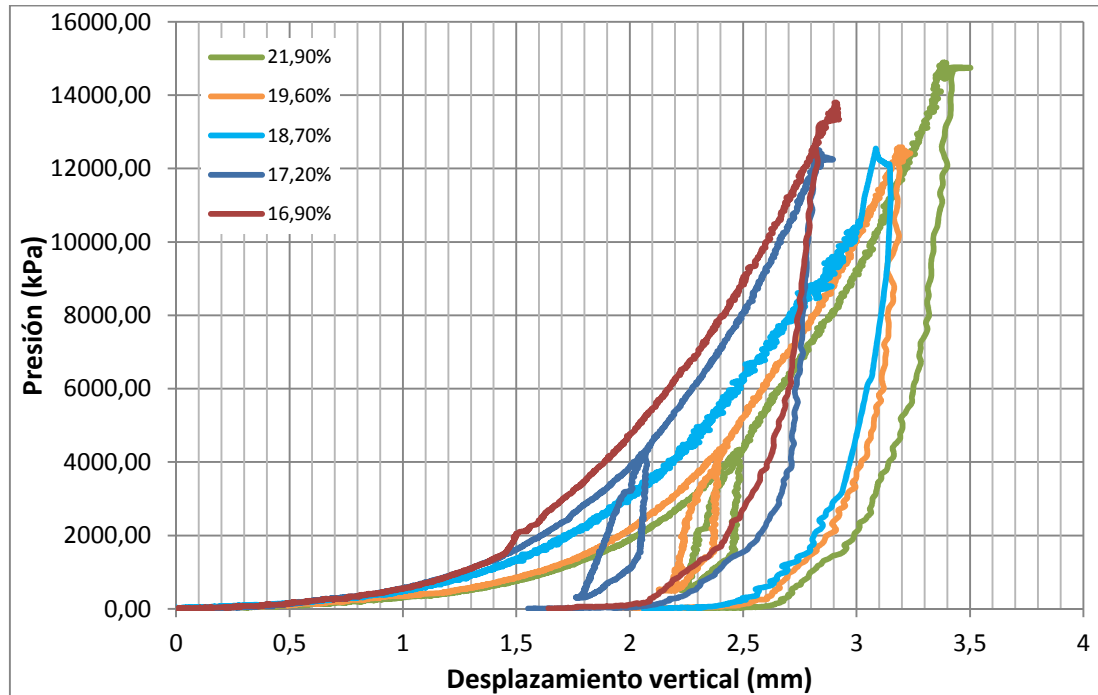


Figura 48: Gráfico del desplazamiento vertical obtenido en función de la presión aplicada por la prensa del lado húmedo de la curva de compactación PN.

En la figura 49 y 50 se puede observar como para la carga final de unos 12 MPa el índice de poros para todas las muestras es del orden de 0.17, observándose mayores diferencias entre curvas en las muestras del lado húmedo.

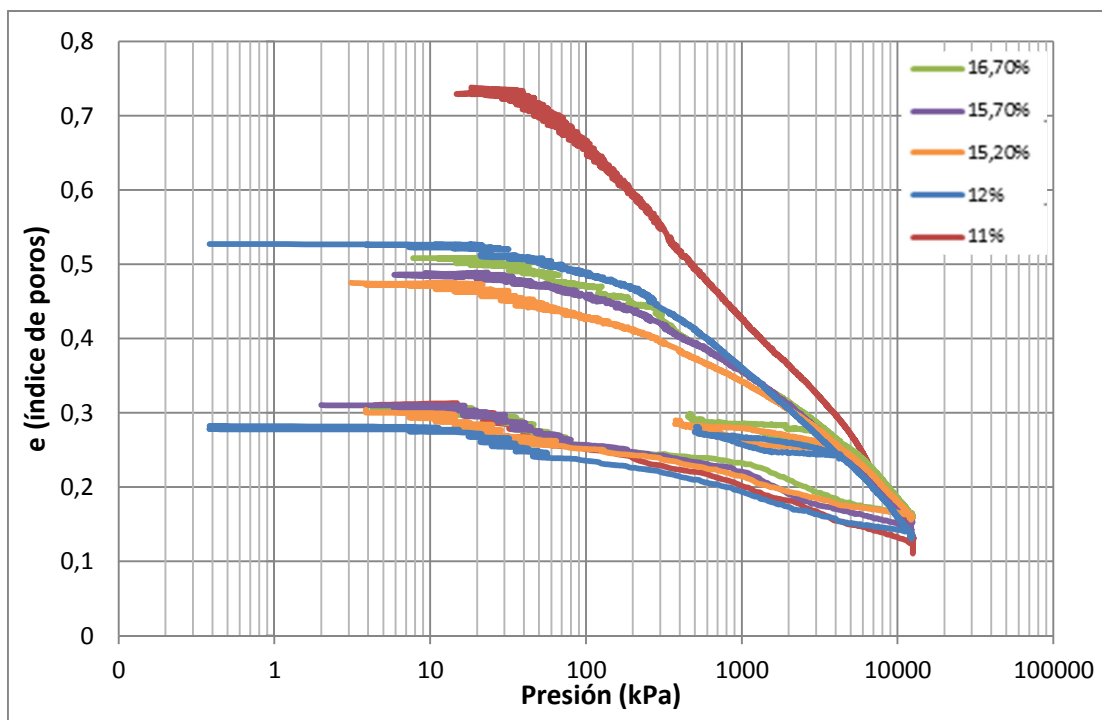


Figura 49: Gráfico de las curvas edométricas obtenidas del lado seco de la curva de compactación PN, del índice de poros en función de la presión aplicada por la prensa.

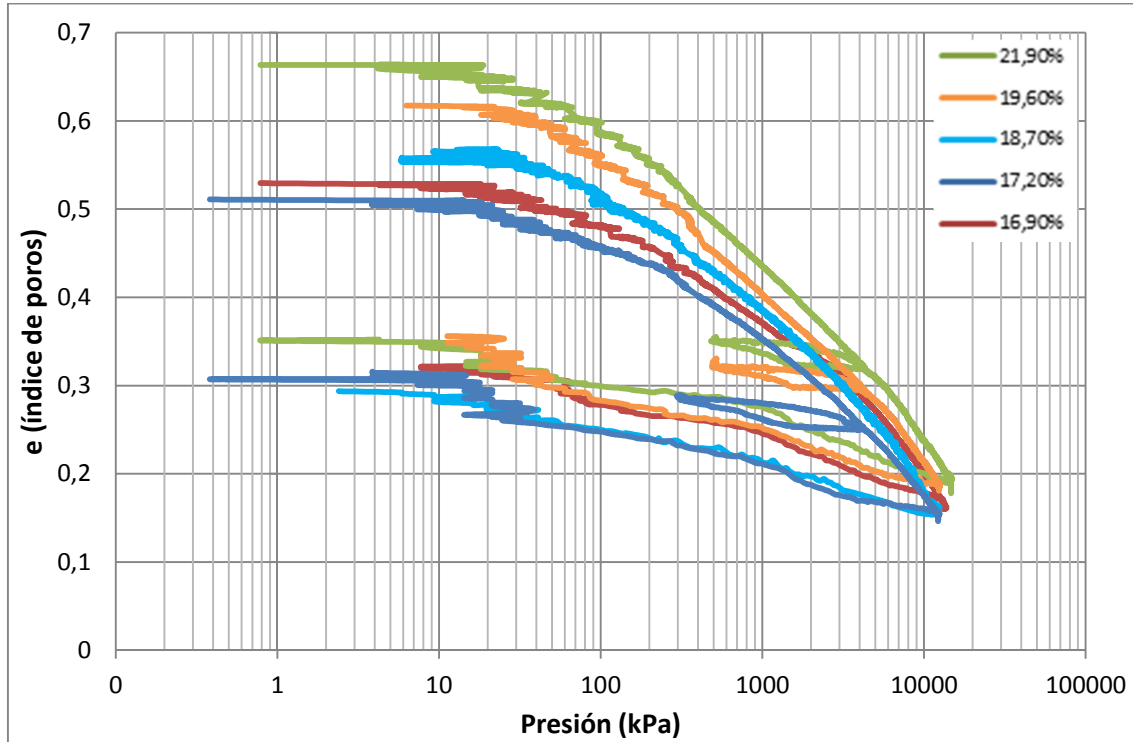


Figura 50: Gráfico de las curvas edométricas obtenidas del lado húmedo de la curva de compactación PN, del índice de poros en función de la presión aplicada por la prensa.

En las siguientes figuras 51, 52, 53 y 54, se representan las deformaciones unitarias,  $\varepsilon$ , en función de la presión aplicada y en función de la presión aplicada en escala logarítmica. En estos se comprueba más aún que la muestra de 15,2% de humedad es la que menos deformación vertical sufre, menos incluso que la muestra de 16,7% de humedad que es la humedad óptima. Por lo tanto, se determinan valores pequeños de deformación unitaria en el lado seco próximo al punto óptimo de la curva de compactación PN. Sin embargo, hay que resaltar que para la muestra de 11% de humedad se obtienen deformaciones verticales mucho más grandes que el resto de muestras. Esto podría significar que hay un gran cambio de estructura para muestras con una humedad más baja del 12%. Por otra parte, se produce una gran disminución de la presión de preconsolidación cuanto más disminuye la humedad de compactación (aumento de la succión).

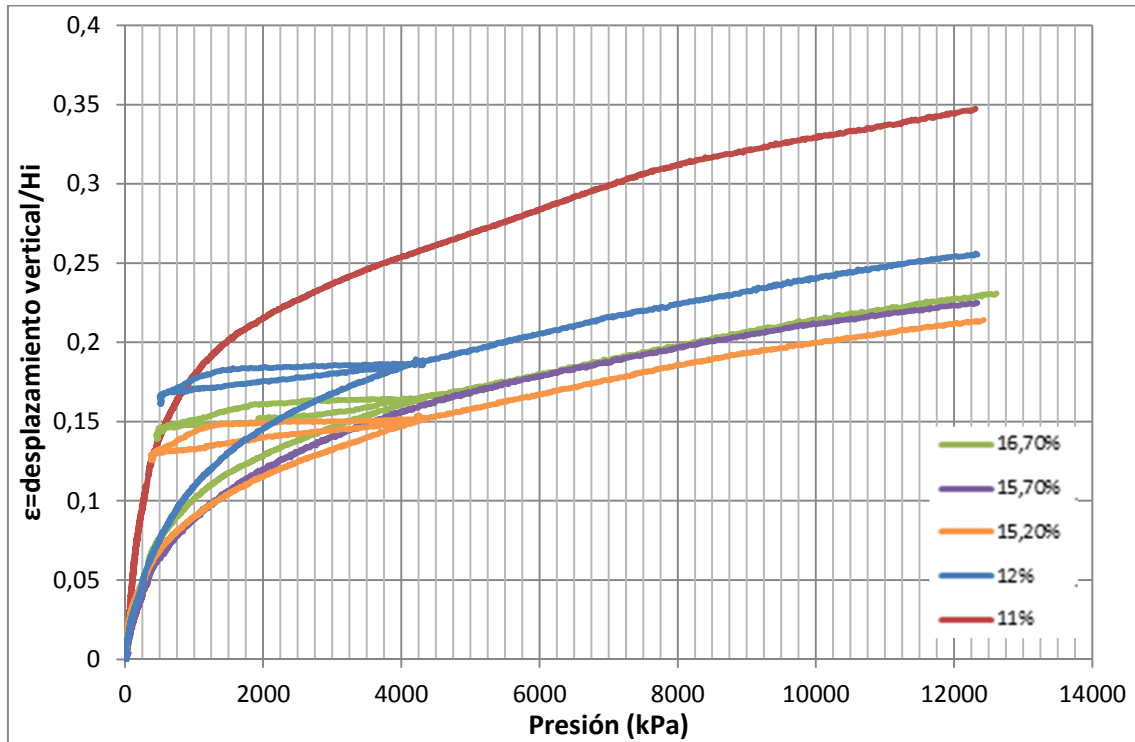


Figura 51: Gráfico de las curvas de la deformación unitaria,  $\epsilon$ , en función de la presión aplicada por la prensa del lado seco de la curva de compactación PN.

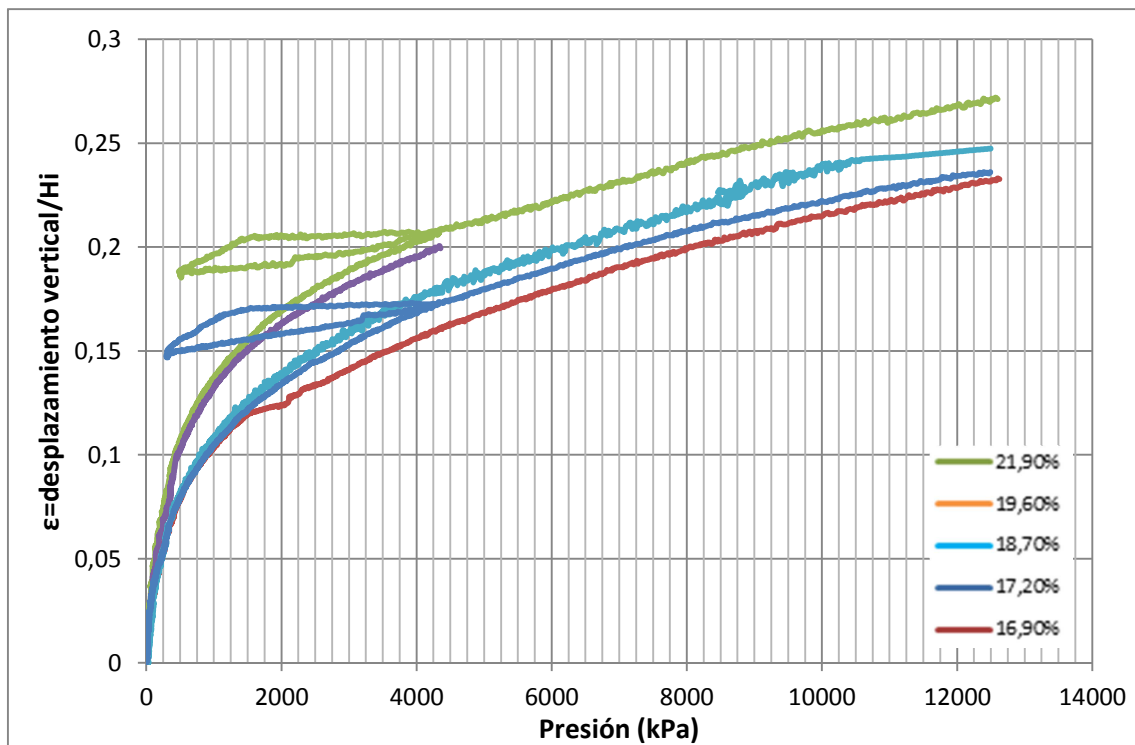


Figura 52: Gráfico de las curvas de la deformación unitaria,  $\epsilon$ , en función de la presión aplicada por la prensa del lado húmedo de la curva de compactación PN.



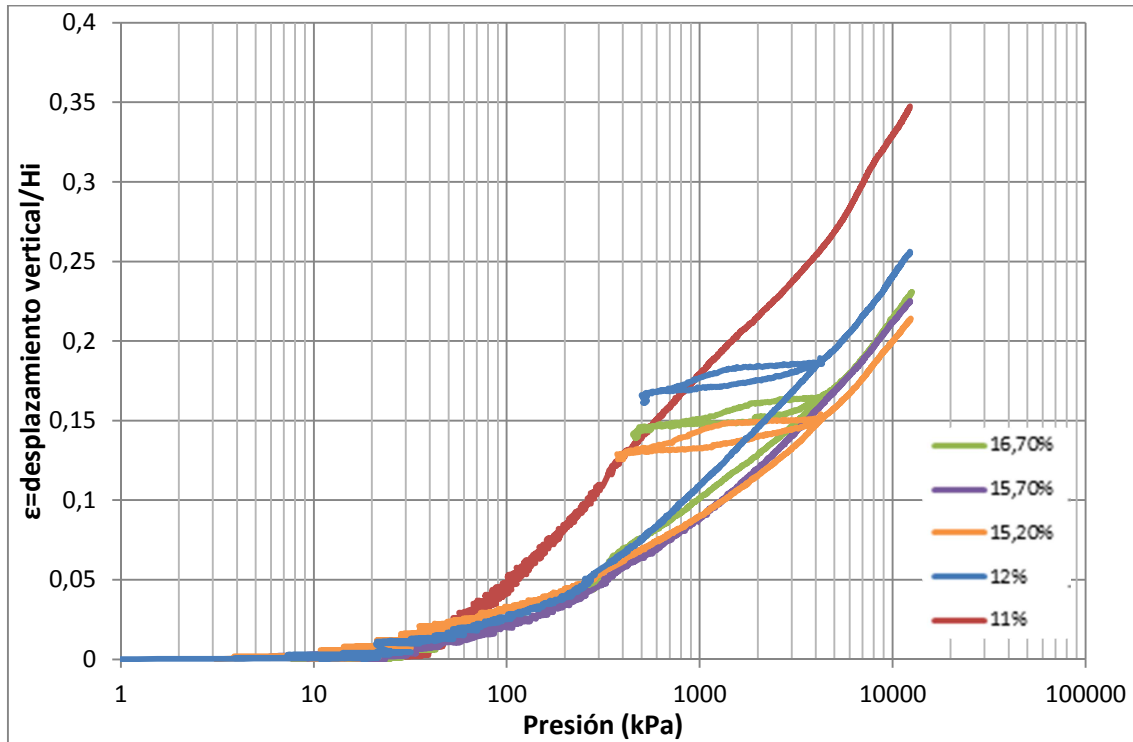


Figura 53: Gráfico de las curvas de la deformación unitaria,  $\epsilon$ , del lado seco de la curva de compactación PN en función de la presión aplicada por la prensa en escala logarítmica.

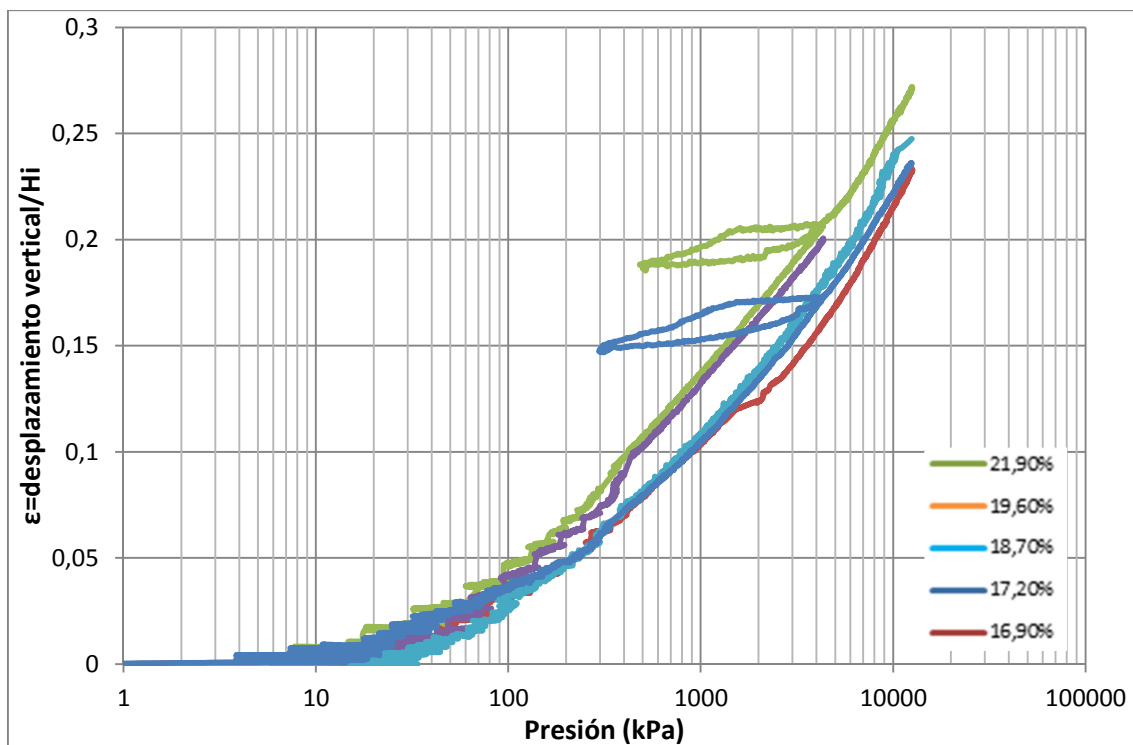


Figura 54: Gráfico de las curvas de la deformación unitaria,  $\epsilon$ , del lado húmedo de la curva de compactación PN en función de la presión aplicada por la prensa en escala logarítmica.

A continuación se muestran todos los resultados obtenidos de los 20 ensayos edométricos realizados con muestras compactadas al 50% de la energía PN (Proctor Normal):

	PN-50%			
	Succión(kPa)	W (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Sr (%)
1	220	10,7	1,56	40,1
2	200	11,0	1,56	41,5
3	130	12,0	1,60	48,2
4	120	12,2	1,61	49,3
5	115	12,3	1,61	50,0
6	64	13,6	1,67	60,7
7	60	13,8	1,67	61,9
8	55	14,0	1,67	63,2
9	44	14,5	1,70	67,5
10	35	15,2	1,72	73,4
11	30	15,7	1,73	77,7
12	25	16,7	1,74	83,7
13	22	16,9	1,74	84,7
14	15	17,2	1,74	85,8
15	10	18,5	1,71	88,7
16	8	18,7	1,71	89,1
17	5	19,2	1,70	89,9
18	5	19,3	1,69	90,0
19	2	19,6	1,68	89,4
20	0	21,9	1,60	88,2

Tabla 8: Resultados obtenidos en la compactación dinámica 50%PN. Succión (kPa), humedad W (%), densidad seca  $\gamma_d$  (g/cm<sup>3</sup>) y grado de saturación Sr (%).

	PresiónPreconsolidación		
	Casagrande	$\epsilon-\sigma'$	$\epsilon-\log\sigma'$
1	210	200	220
2	200	200	200
3	280	300	300
4	340	340	340
5	370	370	380
6	520	560	550
7	570	570	590
8	600	580	590
9	620	600	600
10	630	600	650
11	610	580	600
12	470	480	500
13	500	500	460
14	460	450	460
15	320	330	300
16	300	300	300
17	290	280	280
18	270	230	230
19	225	240	250
20	120	120	120

Tabla 9: Resultados obtenidos de la presión de preconsolidación en kPa por el método de Casagrande, el método de la deformación unitaria en función de la presión aplicada y el método de la deformación unitaria en función de la presión aplicada en escala logarítmica.

	Parámetros edométricos			
	Cc	Cs	dv (cm)	Pc
1	0,220	0,035	0,250	200
2	0,240	0,035	0,250	200
3	0,230	0,034	0,170	300
4	0,235	0,034	0,190	340
5	0,230	0,034	0,180	375
6	0,210	0,033	0,150	555
7	0,200	0,033	0,170	575
8	0,213	0,330	0,145	590
9	0,210	0,033	0,150	610
10	0,200	0,033	0,130	630
11	0,210	0,034	0,150	590
12	0,190	0,035	0,150	500
13	0,200	0,035	0,160	500
14	0,195	0,033	0,155	460
15	0,220	0,033	0,170	320
16	0,230	0,033	0,190	300
17	0,210	0,034	0,220	280
18	0,230	0,034	0,190	250
19	0,220	0,035	0,210	240
20	0,219	0,036	0,245	120

Tabla 10: Resultados obtenidos del comportamiento elastoplástico de la muestra a partir del ensayo edométrico. Donde Cc y Cs son el índice de compresión y el de hinchamiento respectivamente descritos en el apartado 3.3.3 (los valores son adimensionales), el desplazamiento vertical final de la muestra dv (cm) y la presión de preconsolidación promedio calculada (kPa)

#### 4.5.4 Ensayos edométricos para el 25% PN

En las siguientes figuras (55, 56, 57 y 58), se muestran los gráficos más representativos obtenidos por el ensayo edométrico a carga continua de 0,028 mm/minuto, aplicando una compactación dinámica del 25% de la energía del PN. Se puede observar que los resultados siguen las mismas tendencias que los mostrados anteriormente para grados de compactación mayores.

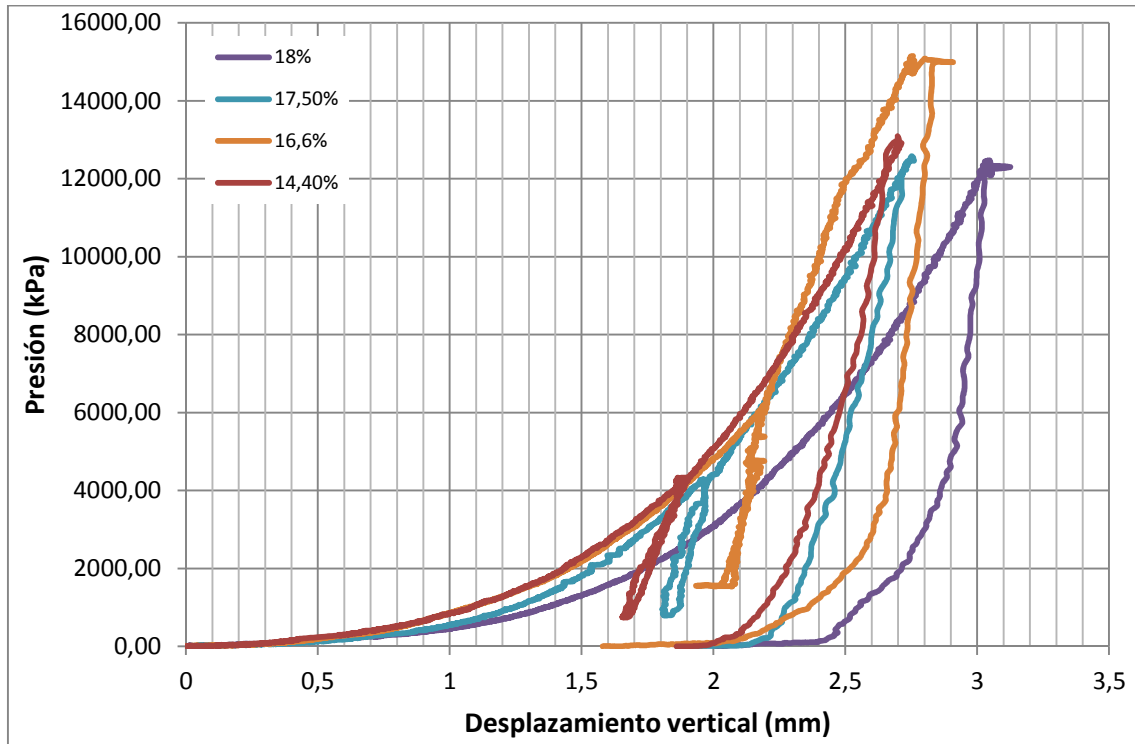


Figura 55: Gráfico del desplazamiento vertical obtenido en función de la presión aplicada por la prensa.

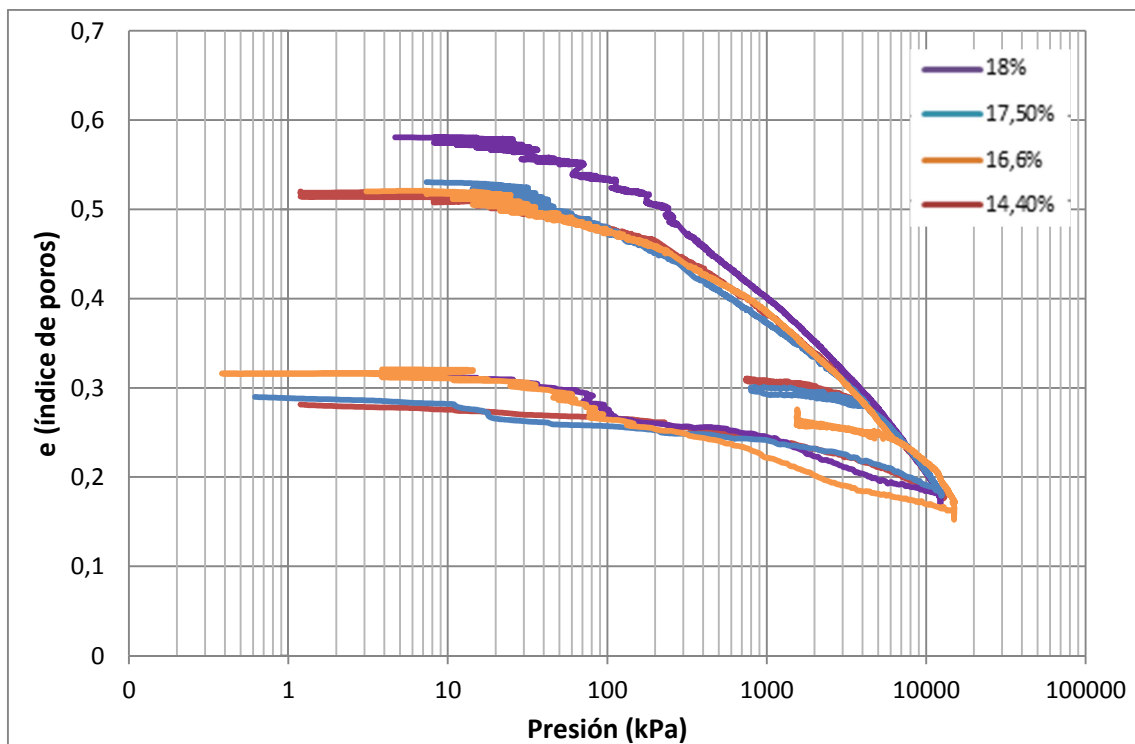


Figura 56: Gráfico de las curvas edométricas obtenidas, del índice de poros en función de la presión aplicada por la prensa.

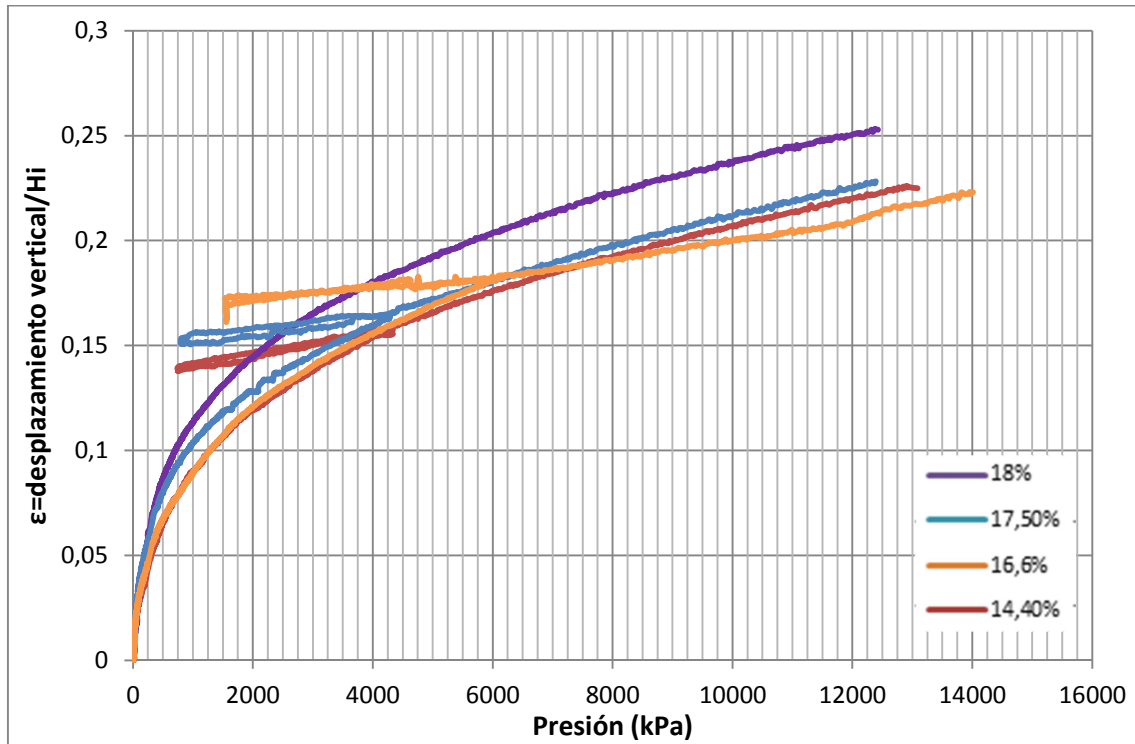


Figura 57: Gráfico de las curvas de la deformación unitaria,  $\epsilon$ , en función de la presión aplicada por la prensa.

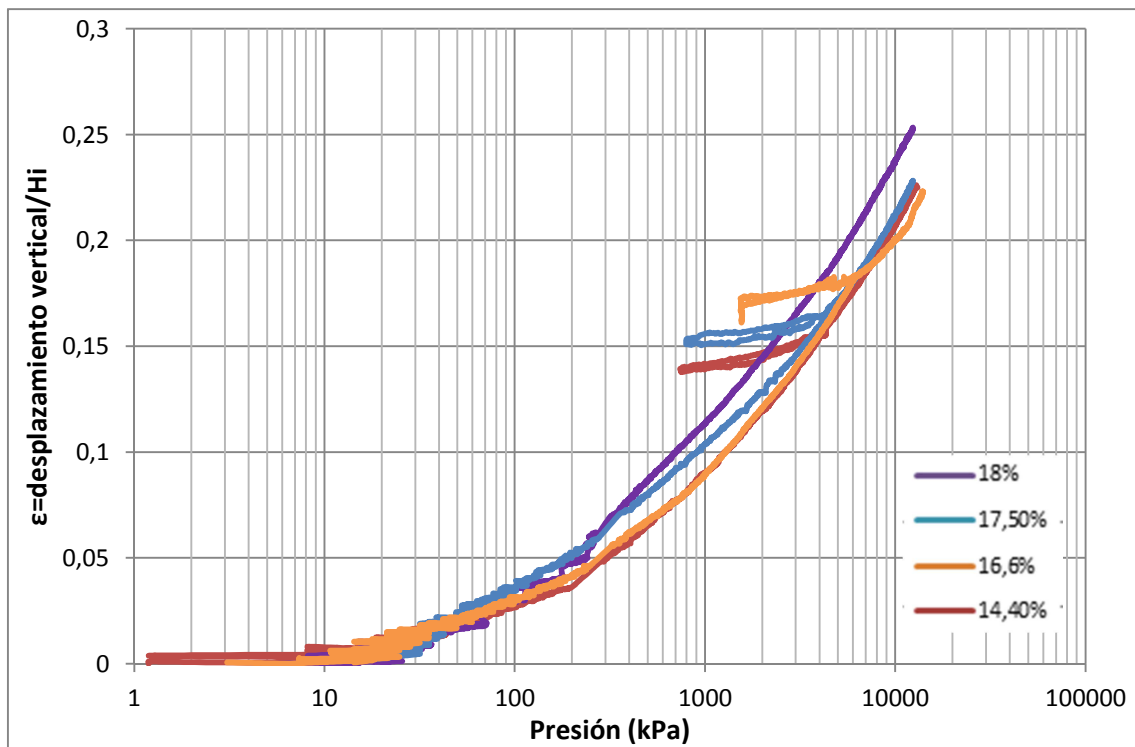


Figura 58: Gráfico de las curvas de la deformación unitaria,  $\epsilon$ , en función de la presión aplicada por la prensa en escala logarítmica.

A continuación se muestran todos los resultados obtenidos de los 6 ensayos edométricos realizados con muestras compactadas al 25% de la energía PN (Proctor Normal):

	PN-25%			
	Succión(kPa)	W (%)	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	Sr (%)
1	1	21,7	1,60	87,1
2	4	20,5	1,63	86,3
3	9	18,9	1,66	83,5
4	11	18,0	1,65	77,9
5	13	17,5	1,63	73,7
6	23	16,8	1,60	67,8
7	49	15,5	1,56	58,8
8	73	14,4	1,54	52,5

Tabla 11: Resultados obtenidos en la compactación dinámica 25%PN. Succión (kPa), humedad W (%), densidad seca  $\gamma_d$  (g/cm<sup>3</sup>) y grado de saturación Sr (%).

	PresiónPreconsolidación		
	Casagrande	$\epsilon-\sigma'$	$\epsilon-\log\sigma'$
1	150	150	150
2	210	210	240
3	280	280	280
4	340	320	350
5	420	420	430
6	480	460	470
7	390	400	370
8	320	320	330

Tabla 12: Resultados obtenidos de la presión de preconsolidación en kPa por el método de Casagrande, el método de la deformación unitaria en función de la presión aplicada y el método de la deformación unitaria en función de la presión aplicada en escala logarítmica.

	Parámetros edométricos			
	Cc	Cs	dv (cm)	Pc
1	0,240	0,003	0,210	150
2	0,220	0,029	0,205	220
3	0,240	0,030	0,200	280
4	0,220	0,033	0,200	340
5	0,200	0,027	0,160	425
6	0,210	0,036	0,160	450
7	0,220	0,040	0,200	390
8	0,230	0,033	0,180	320

Tabla 13: Resultados obtenidos del comportamiento elastoplástico de la muestra a partir del ensayo edométrico. Donde Cc y Cs son el índice de compresión y el de hinchamiento respectivamente descritos en el apartado 3.3.3 (los valores son adimensionales), el desplazamiento vertical final de la muestra dv (cm) y la presión de preconsolidación promedio calculada (kPa).

## 5. Recopilación y análisis de resultados

A partir de los resultados obtenidos en la campaña de ensayos edométricos saturando al inicio, (39 ensayos), se procede a su recopilación, para obtener tendencias y correlaciones entre las diferentes variables puestas en juego.

### 5.1 Estado final de las muestras

En los ensayos realizados se han aplicado presiones a las muestras de alrededor de 12 MPa y se ha comprobado como las muestras tenían una clara tendencia de convergencia a presiones grandes. En la siguiente figura 59, se muestran los índices de poros iniciales y finales (tras la descargas) para las todas las muestras ensayadas (39). Donde se observa como los índices de poros finales son los mismos para todas las muestras, entre 0,32 – 0,33.

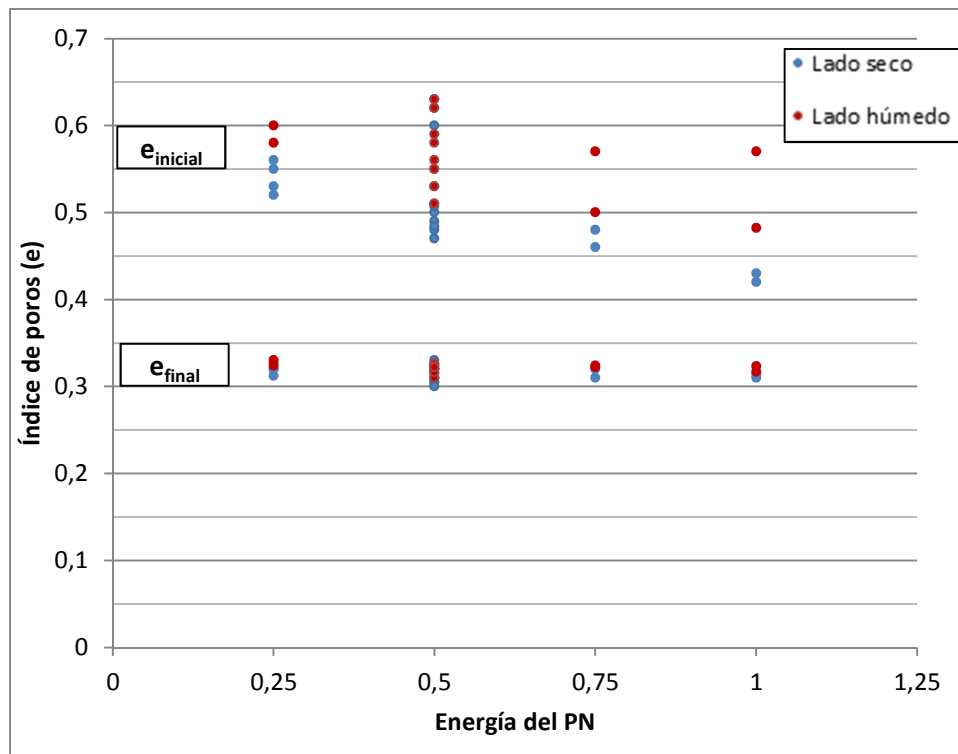


Figura 59: Representación de los índices de poros iniciales y finales para cada muestra ensayada discretizando entre el lado seco (color azul) y lado húmedo (color rojo).

## 5.2 Relaciones entre parámetros

En este trabajo se han obtenido valores como la densidad seca a partir de la energía y la humedad de compactación, unas propiedades establecidas inicialmente.

Es interesante obtener la densidad seca a partir de la humedad y energía de compactación, tal como se muestra en la figura 60. Puede observarse como las curvas de nivel de igual densidad seca tienden a presentar un mínimo para la humedad óptima correspondiente a cada nivel de densidad.

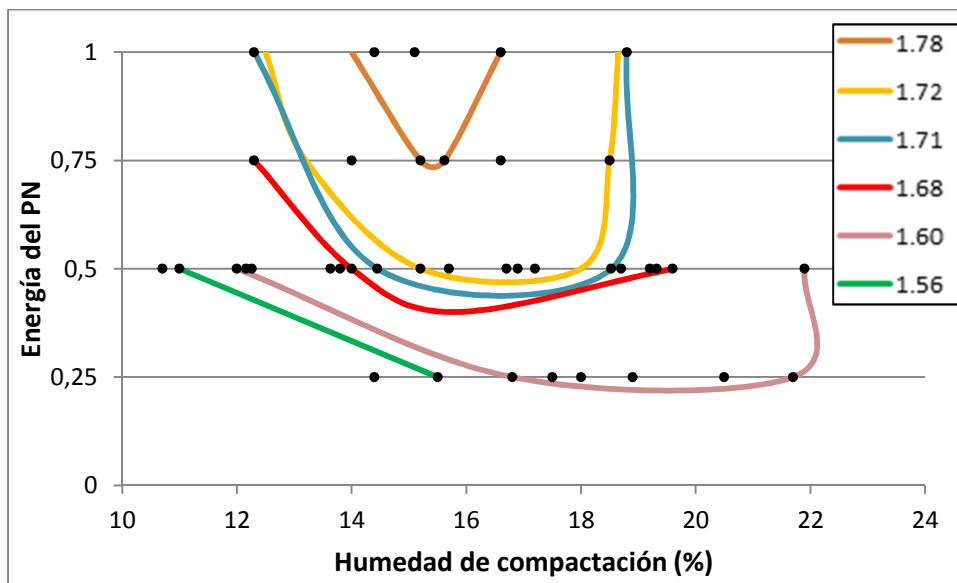


Figura 60: Representación de todos los puntos obtenidos humedad – energía del PN graficando las líneas de igual densidad seca en  $\text{g/cm}^3$ .

Uno de los objetivos de este trabajo era la obtención de la presión de preconsolidación en condiciones saturadas a partir de los parámetros que definen la compactación. En la siguientes figuras 61, 62 y 63 se observa como los lados húmedos de las cuatro distintas energías de compactación convergen obteniendo valores iguales de presión de preconsolidación. Por otra parte, en el lado seco se observa un aumento claro de la presión de preconsolidación con la energía de compactación.



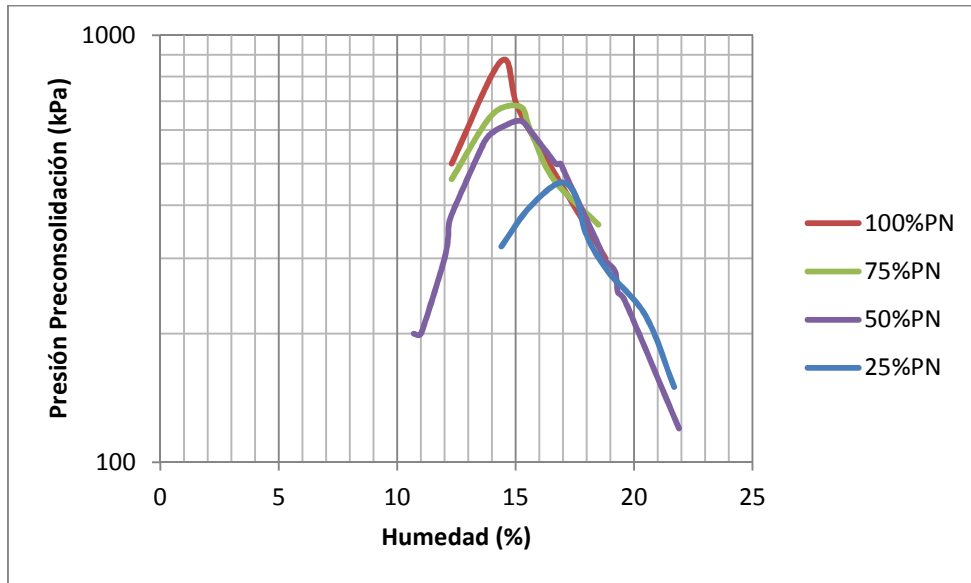


Figura 61: Gráfico que relaciona la presión de preconsolidación en función de la humedad y de la energía de compactación.

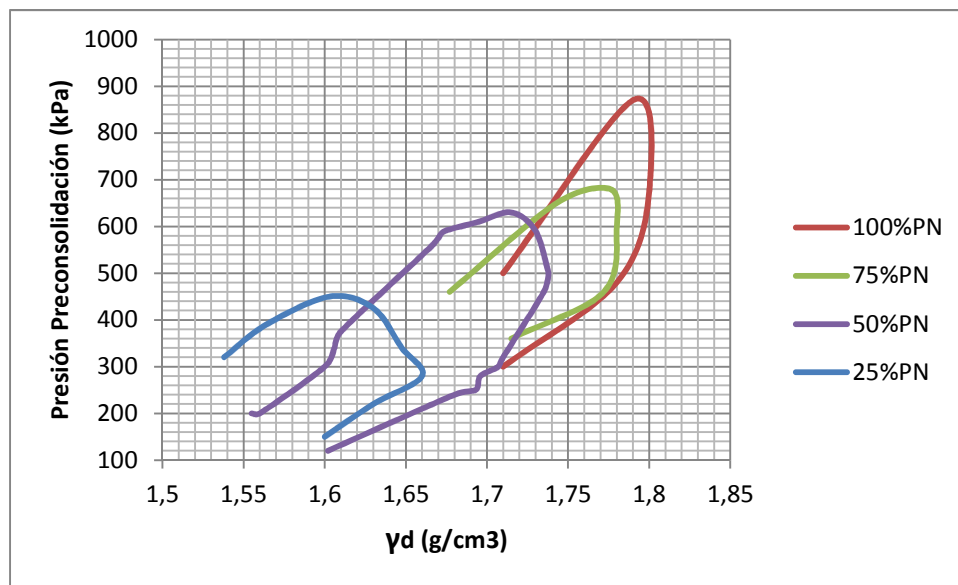


Figura 62: Gráfico que relaciona la presión de preconsolidación en función de la densidad seca y de la energía de compactación.

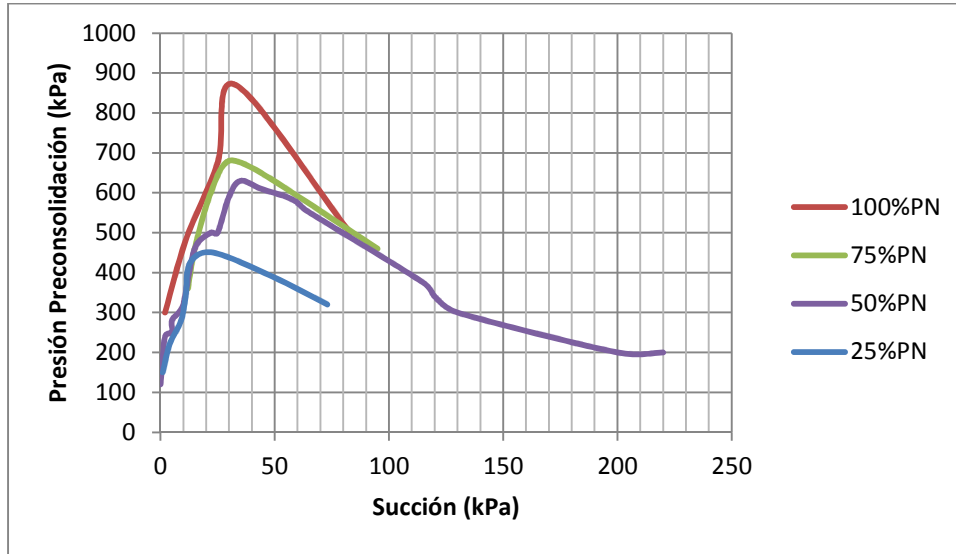


Figura 63: Gráfico que relaciona la presión de preconsolidación en función de la succión y de la energía de compactación.

En las siguientes figuras 64, 65, 66 y 67, se representan las tendencias del índice de compresión  $C_c$  calculado a partir de las curvas edométricas obtenidas (descrito en el apartado 3.3.3) en función de la humedad, densidad seca y succión.

En la figura 64 siguiente, hay que recalcar como en valores de humedad óptimos para cada energía distinta del PN (15,1% para 100%PN, 15,62% para el 75%PN, 16,78% para el 50%PN y 18,9% para el 25%PN) se produce un cambio de pendiente, e incluso para el 50 y 25% de energía del PN se observa un punto de inflexión. Puede observarse que en el lado húmedo las diferencias son mucho menores que las observadas en las muestras del lado seco.

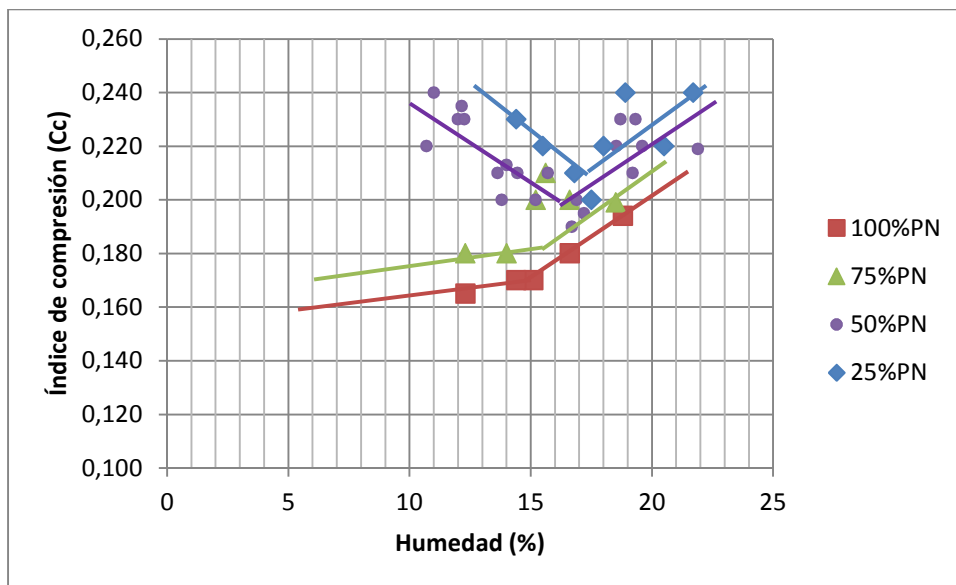


Figura 64: Gráfico que relaciona el índice de compresión,  $C_c$ , en función de la humedad y de la energía de compactación.

En la figura 65, se observa como el índice de compresión disminuye muy ligeramente a mayores valores de la intensidad de compactación y de la densidad seca inicial. Esta tendencia es correcta, ya que a mayor densidad seca, mayor rigidez tiene el suelo, y por lo tanto  $C_c$  disminuye.

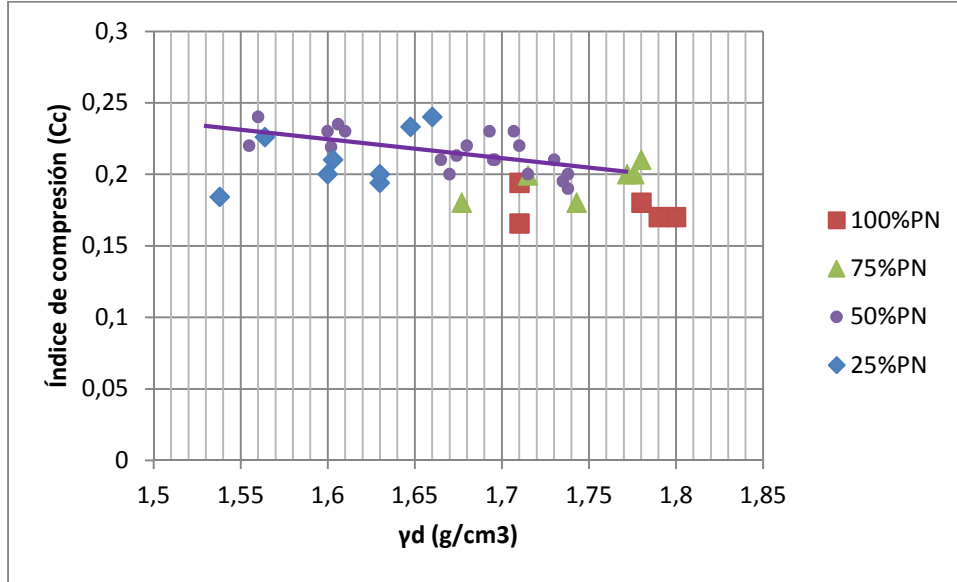


Figura 65: Gráfico que relaciona el índice de compresión  $C_c$  en función de la densidad seca y de la energía de compactación.

La figura 66 muestra más claramente el efecto de la intensidad de la compactación en la rigidez, por otra parte, el efecto de la succión inicial en el índice de rigidez sólo se observa claramente para los grados de compactación más altos. En las energías más bajas se constata un valor mínimo de  $C_c$  para las succiones correspondientes al óptimo de la compactación.

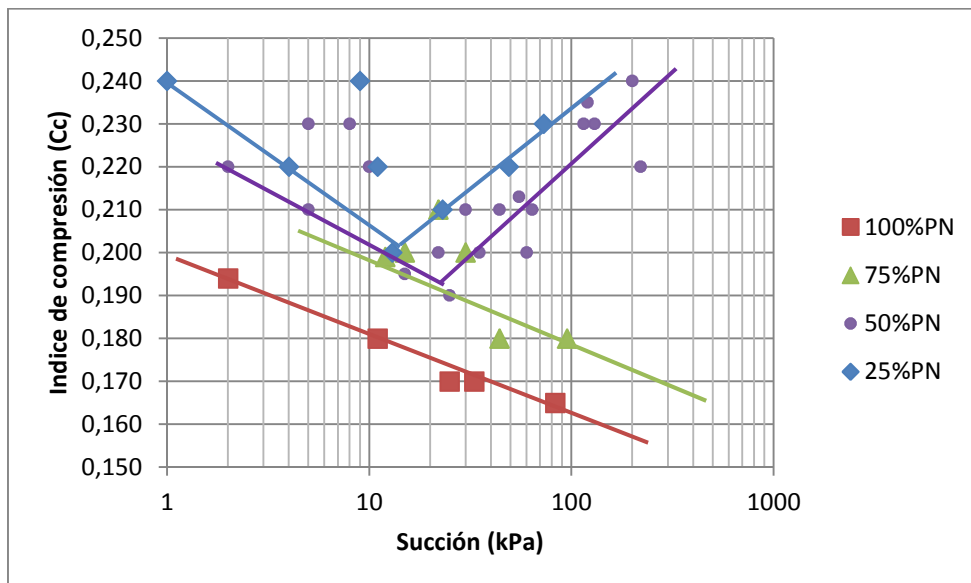


Figura 66: Gráfico que relaciona el índice de compresión  $C_c$  en función de la succión y de la energía de compactación.

En la siguiente figura 67, se representa a  $C_s$  en función de  $C_c$ , hay que denotar que el índice de hinchamiento  $C_s$  fluctúa en valores de entre 0,04 y 0,025. El valor de  $C_s/C_c$  es del orden de 0.16.

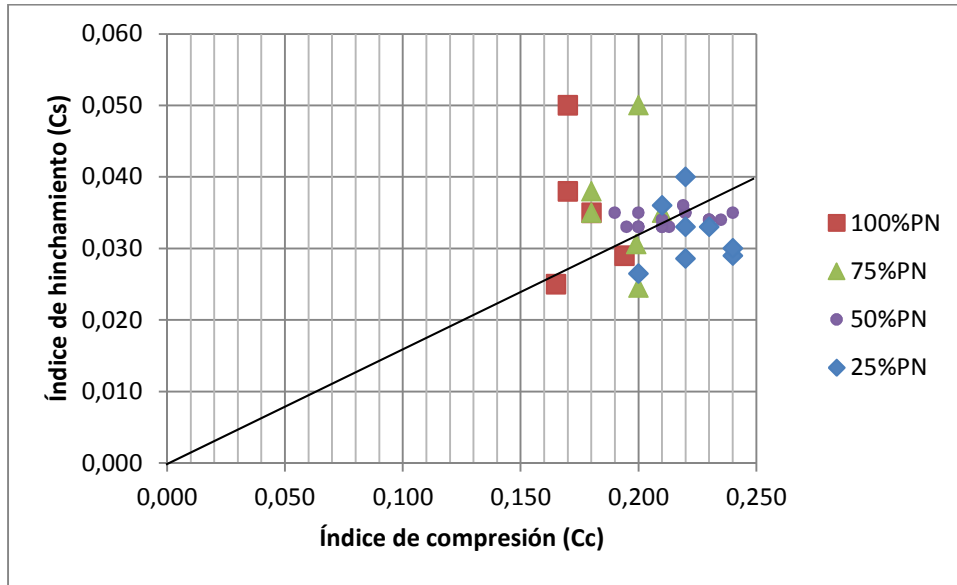


Figura 67: Relación entre el  $C_c$  y  $C_s$ .

### 5.3 Caracterización de la presión de preconsolidación

En la siguiente figura 68 se representan todos los resultados de presión de preconsolidación y succión obtenidos para cada punto de las cuatro curvas de compactación obtenidas. Se presentan la presión de preconsolidación seguido de la succión en kPa, de color gris oscuro para los valores que corresponden a la curva de compactación del 100% de la energía del PN y de color gris más claro conforme la energía es menor. Se dibuja una recta de color granate que determina los puntos de las curvas donde se obtienen los valores de presión de preconsolidación más elevados, determinando las condiciones de compactación de la presión preconsolidación máxima para cada una de las curvas de compactación (ver tabla 14).

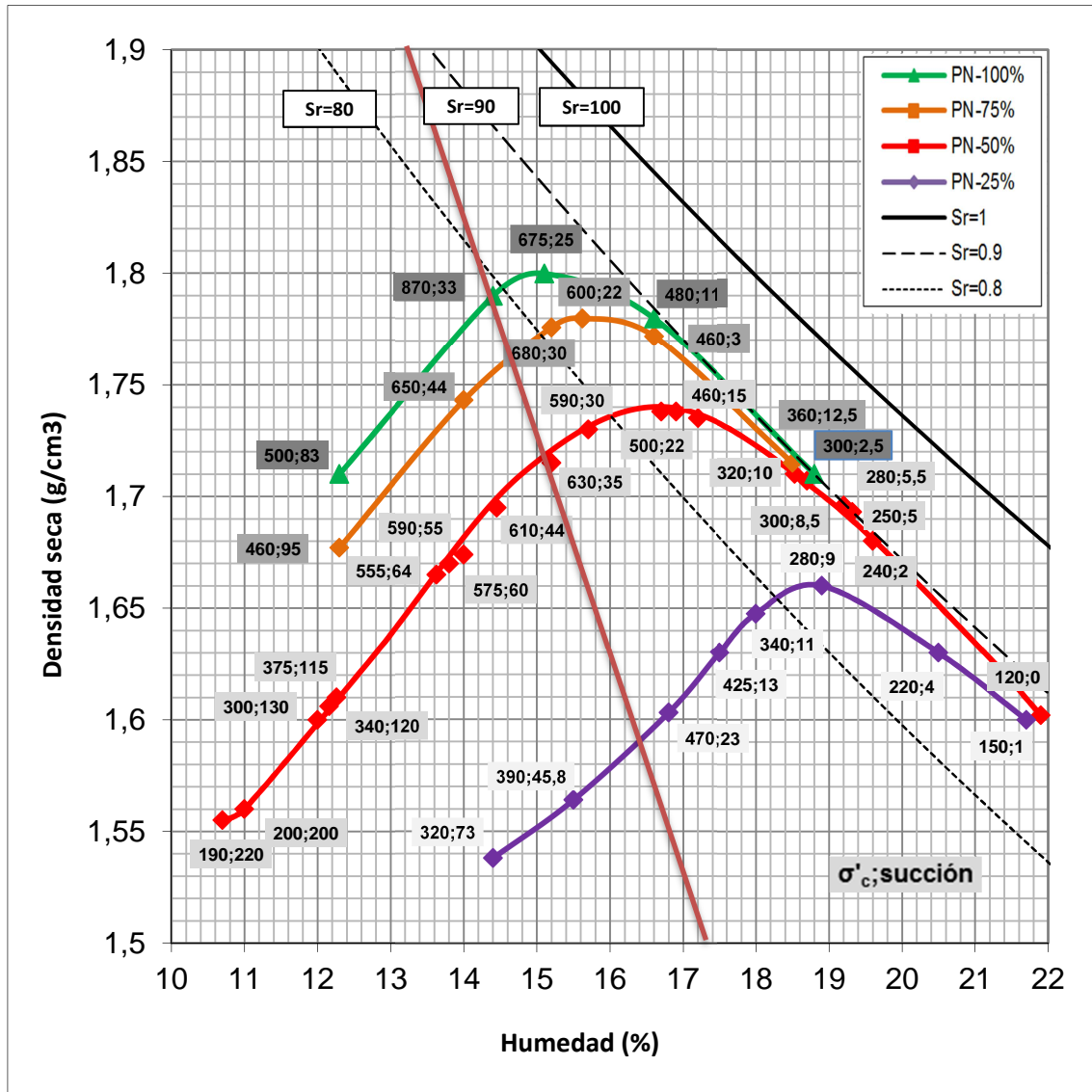


Figura 68: Resultados de presión de preconsolidación y succión (kPa) obtenidos según las condiciones de compactación. Los valores de la presión de preconsolidación y de la succión se indican en los recuadros cercanos a los puntos de medida.

	<b>Pc máxima</b>	<b><math>\gamma_d</math></b>	<b><math>\omega</math></b>
<b>100%PN</b>	870	1,89	14,4
<b>75%PN</b>	750	1,76	14,7
<b>50%PN</b>	630	1,72	15,2
<b>25%PN</b>	500	1,59	16,5

Tabla 14: Condiciones de compactación de la presión de preconsolidación máxima para cada una de las curvas de compactación, presión de preconsolidación  $P_c$  máxima (kPa), densidad seca  $\gamma_d$  (g/cm³) y humedad (%).

En la figura 69, se representan la red de isolíneas, líneas que representan unos mismos valores en función de otras variables, en este caso en función de la densidad seca y humedad de compactación, de la presión de preconsolidación y succión obtenidas.

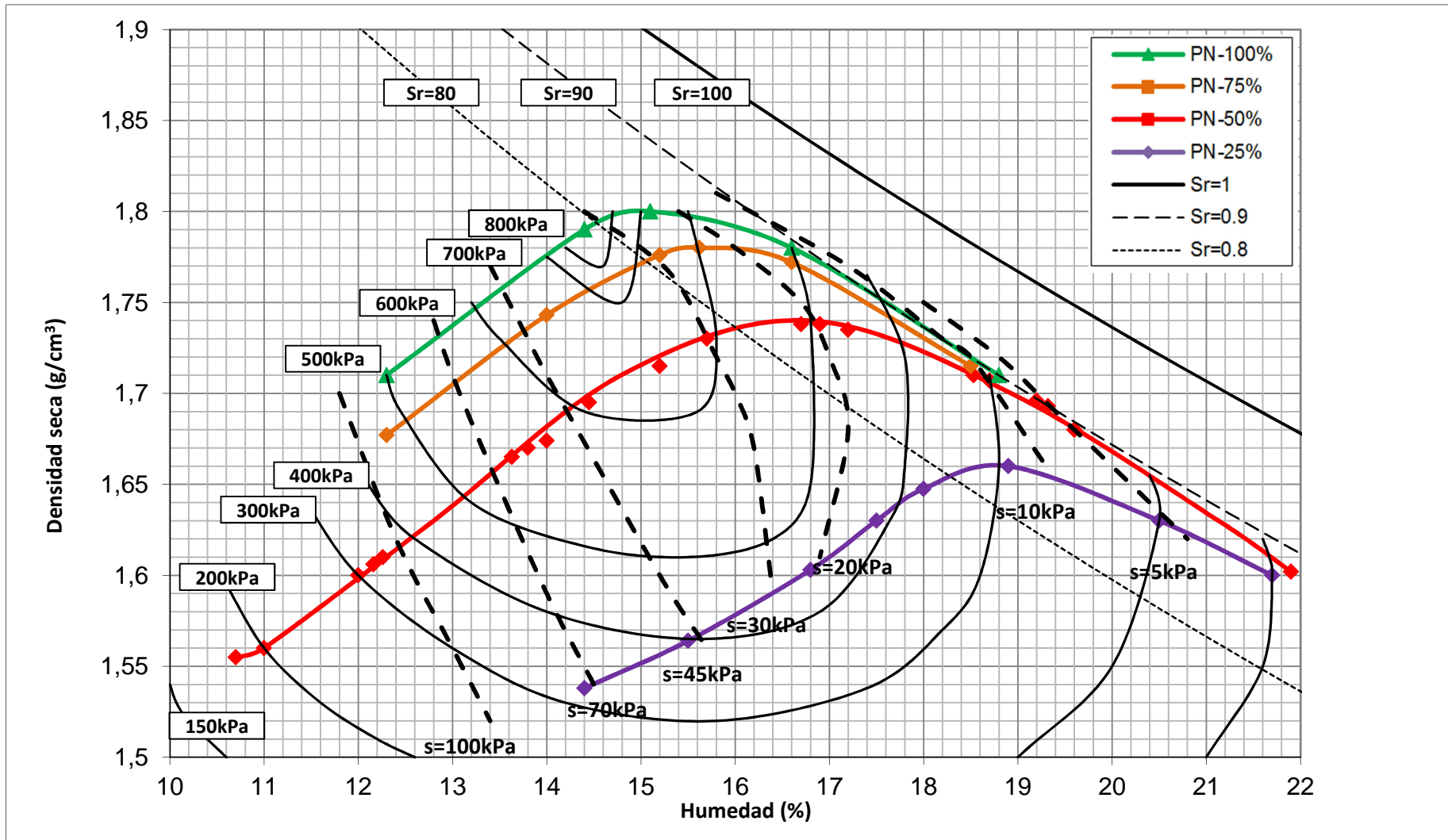


Figura 69: Representación de las isóneas de presión de preconsolidación y de succión en el gráfico de compactación.

## 6. Resumen de conclusiones

Las conclusiones que se pueden extraer de los ensayos realizados son las siguientes:

a) Ensayos preliminares

- Las curvas de compactación obtenidas por diferentes laboratorios utilizando diferentes procedimientos de compactación (aunque la energía aplicada por unidad de volumen de suelo sea la misma) pueden diferir debido a las diferentes fuerzas de fricción en los equipos.
- La inundación sin carga vertical de las muestras compactadas provoca hinchamientos que aunque han sido muy pequeños (del orden del 0,1%), se observa que tienden a aumentar con el grado de compactación empleado.
- La saturación bajo cargas de 10 kPa y 30 kPa no ha implicado asientos de colapso significativos. Por tanto, en los ensayos con saturación sin carga, el valor de la altura de la muestra tras la saturación prácticamente no cambia.

b) Ensayos de compactación

- Como es de esperar, la densidad seca en el óptimo aumenta y la humedad disminuye con el aumento de la energía de compactación.
- El aumento de la densidad seca con la energía de compactación aplicada es marcadamente no lineal, disminuyendo la influencia de la energía a medida que ésta aumenta. Este comportamiento no depende de la humedad de compactación.

c) Curva de retención

- El tensiómetro ha sido muy eficiente para la medición de la succión tras la compactación. Para rangos de 0 a 250 kPa.
- Las medidas de succión determinan una única curva de retención en términos del grado de saturación. Esta curva puede ser representada por un único modelo de ajuste de van Genuchten.
- La succión en el valor de entrada de aire (10 kPa) es del mismo orden que la succión en los óptimos de las curvas de compactación ( $S_r=0,84$ ).

d) Compactación estática

- Los ensayos de compactación estática con humedad constante permiten obtener una relación entre la energía de compactación y la carga estática aplicada. Esta relación depende fuertemente de la humedad del suelo.

- Para una energía de compactación de 25% PN la carga vertical equivalente varía entre 0,25 MPa y 0,7 MPa para una humedad del 16% y del 13% respectivamente. Para una energía del 100% PN esta variación es entre 1 MPa y 3 MPa.
- La relación entre el índice de poros y el logaritmo de la carga de compactación estática es lineal en un amplio rango de cargas. La pendiente de esta relación depende poco de la humedad.

e) Ensayos edométricos saturados con carga continua

- Se han utilizado tres métodos para obtener la presión de preconsolidación (Casagrande, relación deformación unitaria – presión y relación deformación unitaria - logaritmo de la presión). Los resultados de los tres métodos han sido coherentes con diferencias entre ellos poco significativas.
- Para una carga máxima de unos 12 MPa ( $e=0.17$ ) y tras la descarga ( $e=0.32$ ), el valor del índice de poros ha sido independiente de las condiciones de compactación. El valor de  $C_s/C_c$  ha sido del orden de 0,16.
- El índice compresión,  $C_c$ , varía entre 0,16 y 0,24 con una pequeña tendencia a disminuir al aumentar la densidad seca inicial.
- Las curvas de igual densidad seca en el plano humedad-energía de compactación presentan un mínimo para humedades cercanas a las óptimas.

f) Presión de preconsolidación

- La relación entre la presión de preconsolidación y la humedad o densidad seca de compactación es claramente diferente según se esté en la rama seca o en la rama húmeda de la curva de compactación dinámica.
- La relación entre el logaritmo de la presión de preconsolidación y la humedad es lineal sin depender de la energía de compactación en suelos compactados en la rama húmeda.
- En la rama seca, la presión de preconsolidación aumenta con la humedad y la energía de compactación.
- Los puntos donde se obtiene una mayor presión de preconsolidación para cada energía de compactación se sitúan con una humedad ligeramente inferior a la del óptimo. Esta diferencia aumenta al disminuir la energía de compactación.
- Las curvas de igual presión de preconsolidación en el plano humedad-densidad seca de compactación tienden a ser parábolas con un eje de simetría que coincide con la línea que une los puntos de máxima presión de preconsolidación para cada energía de compactación.
- Las relaciones obtenidas entre las presiones de preconsolidación, y la densidad seca y humedad de compactación pueden ser de gran utilidad en la modelación de los movimientos observados en el terraplén experimental de Rouen.



## **7. Líneas de trabajo abiertas**

El trabajo realizado puede ser utilizado como fuente de datos para la calibración de modelos hidromecánicos en suelos o saturados. Estos mismos modelos pueden servir para la interpretación de los resultados experimentales obtenidos.

Las tendencias observadas deberían confirmarse con otro tipo de suelos. En este sentido sería útil realizar una campaña de ensayos análoga con una arcilla de mayor plasticidad.

En condiciones edométricas o se conocen todas las tensiones aplicadas sobre el suelo. Realizar ensayos de compresión triaxial puede facilitar la realización y validación de modelos constitutivos.

## Referencias Bibliográficas

- Alonso, E.E., Gens, A. and Hight, D.W. (1987). Special problem soils. General report. Proc. 9th Eur. Conf. SMFE, vol. 3, 1087-1146. Balkema. Dublin
- Alonso, E. (2009). Suelos compactados en la teoría y en la práctica. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica. UPC. Barcelona. [Artículo en línea, consulta 10 junio 2013].  
<https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/375919/1/SuelosCompTeoPrat.pdf>
- Barrera, M., Garnica, P. y Martinez F. (2004). Influencia de la succión en los cambios volumétricos de un suelo compactado. Secretaria de Comunicaciones y Transportes. Instituto Mexicano de Transportes. Publicación Técnica n°238, Sanfandila, Qro, Méjico.
- Das, Braja M. (2001), Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, Fundamentals of Geotechnical Engineering, California State University, Sacramento. 1ª versión en español 2001, Capítulo 6 Consolidación.
- Dudley, J.H. (1970). Review of collapsing soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 96, No. SM3, pp 925-947.
- Escario, V. y Sáez, J. (1987). Shear strength of partly saturated soil versus suction, Proceedings of 6th Int. Conf. on Expansive Soils (ICES), New Delhi, Vol. 2, pp. 602-604.
- Fredlund, D.G. (2003), Implementación de la mecánica del suelo parcialmente saturado en la práctica de la ingeniería geotécnica. University of Saskatchewan. Traducción, edición y glosario por Fabián Hoyos Patiño. Hombre Nuevo Editores. Medellín, Colombia.
- Gómez, Rodrigo (2009). Caracterización Hidro-Mecánica del Suelo del Terraplén Experimental de Rouen. Tesina de máster, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, ETSECCPB, UPC.
- Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) (2007). Remblais en zones humides et inondables. Conséquences de l'inondation du remblai expérimental de Rouen et enseignements tirés pour la conception. Rapport final. Convention SNCF-LCPC-CETE Normandie Centre.
- Leoni, A. J. Geotecnia I, Capítulo 5 Consolidación de suelos. Facultad de Ingeniería civil UNLP. [En línea, consulta 15 Abril 2013].  
<http://www.ing.unlp.edu.ar/constr/g1/>

- Miliarium Aureum, S.L. (2004). [En línea, consulta 21 junio 2013]  
<http://www.miliarium.com/proyectos/nitratos/diccionario/diccionario.asp>
- Poliotti, M. y Sierra, P. (2011). Geología y Geotecnia, tema: Consolidación unidimensional de suelos. Escuela de ingeniería civil, Universidad Nacional de Rosario, Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura. [En línea, consulta junio 2013].  
[http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Consolidacion%20unidim%20de%20suelos\\_2011s2.pdf](http://www.fceia.unr.edu.ar/geologiaygeotecnia/Consolidacion%20unidim%20de%20suelos_2011s2.pdf)
- Prat, P. (2005), Apuntes de Mecànica de sòls, Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, ETSECCPB, UPC.
- Suriol, J.; Gens, A.; Alonso, E. (2002). Volumetric behaviour of a compacted soil upon wetting. Unsaturated Soils - Volume 2: Proceedings of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils". Balkema Publishers, 2002, pp. 619-624.
- van Genuchten, MTh (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Soil Sci. Soc. Am J., 49(2), pp 143-159.



